

FORJADOS DE EDIFICACION

En un edificio, el forjado supone una parte sustancial del total de la estructura de un edificio, aunque, en general, se proyecta y calcula a partir de reglas pensadas, experimentadas y contrastadas con otros propósitos distintos. Para regular este tema, la Comisión Permanente del Hormigón ha publicado una adenda a la Instrucción EH-88 como norma separada, EF-88, para forjados¹, que incluye tanto los armados como los pretensados, recogiendo lo que se venía ya haciendo o explicando en este campo -muchos de los miembros del grupo de trabajo y aun de la Comisión eran profesores universitarios-.

En el momento presente, EF-88 está ya plenamente en vigor, aunque estrictamente el técnico director de obra está sólo obligado a conocerla, ya que, a su juicio, puede cumplirla respetándola literalmente, o haciendo cualquier otra cosa -naturalmente bajo su responsabilidad-. Una gran proporción de forjados de edificación se realizan a partir de elementos prefabricados, incorporando en obra piezas de aligeramiento, hormigón in situ, y armadura. Para ordenar este mercado, está en vigor una reglamentación, actualizada a EF-88, que obliga a los fabricantes de estos elementos a documentar de modo inequívoco y normalizado las características de las piezas que fabrica y las de los forjados que pueden realizarse con ellas. En el pasado la supervisión pública de esta documentación, denominada Autorización de Uso, se ha circunscrito sólo a comprobar que los valores tabulados en las fichas correspondan según normas a los valores deducidos de la geometría y materiales previstos. La comprobación en obra de la geometría es sencilla, pero la de materiales, resultaba inviable en muchos casos, por lo que el grado de seguridad real de los forjados era a menudo desconocido. La reglamentación actual de Autorizaciones de Uso, complemen-

¹ En rigor, sólo los forjados de hormigón. Los forjados se pueden hacer de madera, mixtos de madera y hormigón, con perfiles de acero, con chapas grecadas y hormigón, tableros de paja, cartón, cartón-escayola, viruta cementada, con viguetas mixtas de acero y hormigón, etc, ninguno de ellos cubierto por la norma citada. Y aun con hormigón, las soluciones en losa maciza o aligerada en las dos direcciones, como forjados reticulados, tampoco quedan cubiertos por EF-88, debiendo remitirse para ellos a los aspectos generales descritos en EH-88.

tada con las de supervisión industrial de la producción, autocontrol o Sellos de Calidad, permitirá constatar también que en la realidad de la producción se alcanzan los valores previstos.

En principio la opción más simple para un forjado de piso en hormigón es la losa maciza. No obstante su eficacia está refida con su peso, de manera que a partir de 4 o 5 metros de luz, la opción más aconsejable es aligerarlo, dotándolo de no tanto peso como canto. A su vez el mayor canto permite alejarse de los valores críticos por flecha, posibilitando el uso rentable de materiales más resistentes. Las soluciones más usuales de aligerar son las de nervar el forjado en una o dos direcciones, dando lugar a los forjados clásicos de vigueta y bovedilla o a los reticulados. Los primeros, debido a su parcial prefabricación, y a una mejor capacidad para ajustarse a soluciones complejas de planta, es la más utilizada en edificación con cargas y luces moderadas.

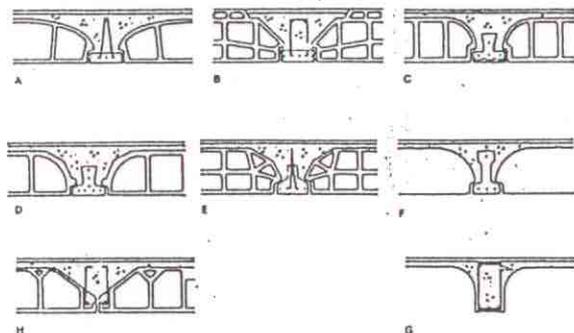


Figura 1. Secciones típicas de forjado

La norma KF-88 se ocupa solamente del forjado como tal, dejando a juicio del técnico que intervengan las cuestiones derivadas de la solución completa de la planta. La práctica habitual de realizar los forjados sin vigas de descuelgue, -vigas planas-, aplicando programas de pórticos, inadecuados para esta solución, -en la que la información en planta y la interacción entre vigas y viguetas es esencial-, o calculando las vigas por un lado y el forjado por otro, o proyectando completamente las vigas sin definir al mismo nivel el forjado, está produciendo diferencias de criterio, dudas, y patologías varias.

El hecho de que, pieza a pieza, el forjado sea poco relevante, hace que en ocasiones se trate como una estructura de tono menor, sin resolver en el proyecto, dejándolo como una pura cuestión de oficio a decidir en obra, pero de la correcta definición y cálculo del forjado depende una patología amplia, de consecuencias muy desagradables en los últimos años. Por ello una parte mayoritaria del esfuerzo de cálculo de una estructura de edificación debe recaer en el forjado.

En este documento se analiza el estado de la cuestión en el proceso de proyecto y cálculo de forjados para edificación a tenor de los preceptos de KF-88, con especial atención a cuando la solución es un forjado plano. En primer lugar se tocan los temas que se refieren al Proyecto del forjado, es decir a la definición de los términos necesarios para poderlo calcular; en segundo lugar a los propiamente referidos al Cálculo, o a cómo analizar y armar un forjado. En tercer lugar se abordan la Comprobación y detalles necesarios de un forjado ya calculado, y en último lugar los temas de Patología, control, malas prácticas, y todo lo que tiene que ver con la recepción de componentes y aceptación de la obra realizada.

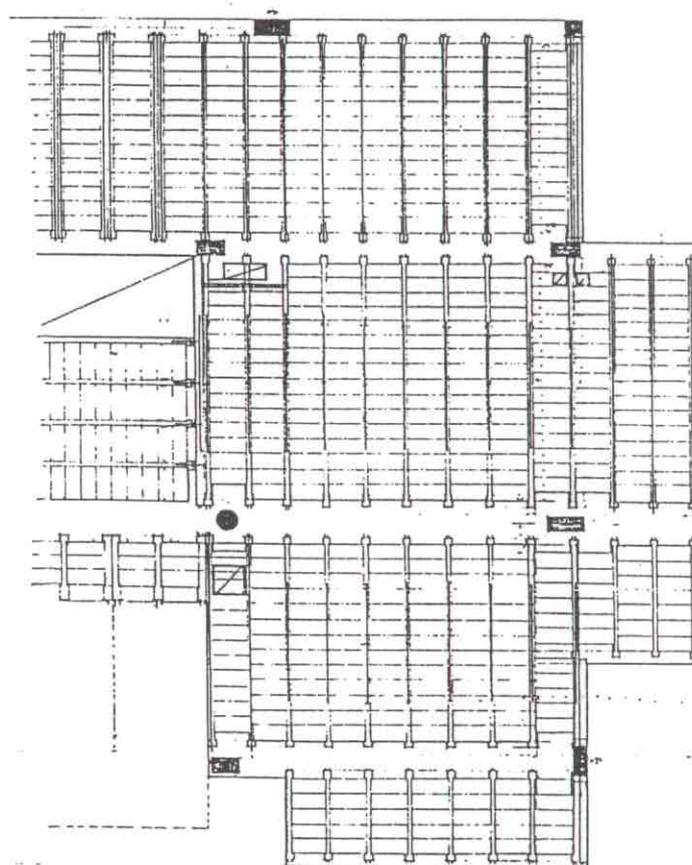


Figura 2. Planta de forjado

1. del proyecto del forjado

Antes de poder calcular un forjado, éste debe estar dimensionado, ya que por ejemplo, las solicitaciones dependen de la carga, y ésta a su vez del canto. Para proceder al cálculo deben estar determinados todos los parámetros que influyen en luces, cargas o secciones; en principio no es necesario definir las armaduras antes del cálculo², pero sí todas las dimensiones geométricas del hormigón. Como algunas de ellas dependen de las solicitaciones existentes, y a su vez éstas del peso y de la luz, este círculo vicioso obliga a proceder por tanteos, con cálculos inicialmente aproximados de todas las variables.

1.1 Disposición de vigas y viguetas

El cálculo del forjado parte, como datos previos, de la ubicación de las vigas que lo sustentan, a su vez soportadas en los pilares, dispuestos en lugares estratégicos de la planta. No se pueden dar reglas sencillas de cómo disponer mejor unos y otras, aunque esta decisión tiene una gran trascendencia posterior, ya que el coste típicamente variable del forjado, el del acero, depende muy directamente del tamaño de la luz tipo. En todo caso resultan más convenientes las luces lo más pequeñas posibles, —pero no inferiores todas a 3,5 m—, lo más regulares posibles, las luces extremas algo menores que las interiores, voladizos³ menores que la tercera parte de la luz que los compensa, etc, reglas válidas tanto para vigas como para viguetas, y que los pórticos más representativos posean al menos dos tramos, es decir tres soportes. En general para encontrar la mejor disposición debe esperarse a calcular —y medir— completamente varias soluciones alternativas.

² En los modelos de cálculo más complicados, como los *no lineales*, el análisis depende también de la armadura, debiendo existir algún método, independiente del análisis, para definirla.

³ Para que un trozo de forjado sea un vuelo debe poderse quebrar en el entronque. El caso de un forjado que vuela flanqueado por dos tramos que continúan hasta apoyarse más allá, —situación típica al borde de huecos—, no son propiamente voladizos, aunque tengan momentos negativos, ya que aun fallando su resistencia a momento negativo se podrían seguir apoyando en el borde, si éste posee suficiente resistencia como viga apoyada.

Aunque es deseable, con vigas planas no es imprescindible que las vigas sean rectas, pudiendo presentar sin problemas quiebros en los tercios de la luz en tramos continuos. Sin embargo no es en absoluto necesario que los soportes correspondientes a vigas paralelas estén enfrentados⁴. Tampoco se necesita que los soportes estén rigurosamente alineados —ya que el cambio de dimensiones de los soportes de una planta a otra no permite hacerlo en todas ellas—, ni que las vigas se dispongan exactamente simétricas respecto a los soportes. Ello es patente sobre todo en el perímetro de la planta, donde con frecuencia las vigas son anchas mientras que los soportes, más estrechos que ellas, se sitúan al borde.

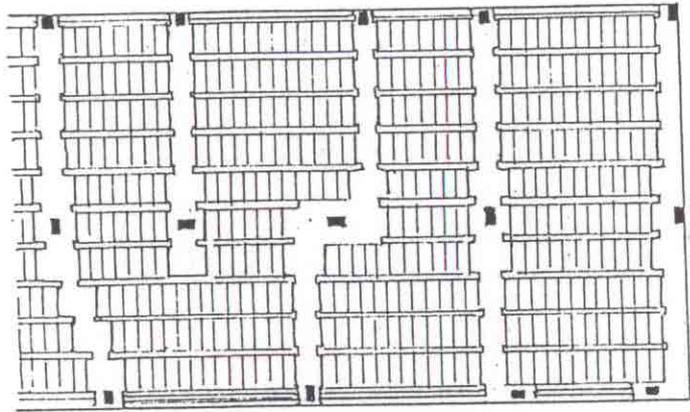


Figura 3. Vigas anómalas

En edificación no tiene sentido discutir la dirección preferente de los pórticos formados por vigas y soportes, ya que los formados por soportes y viguetas serán transversales a ellos. La decisión a una alternativa de ese tipo, pasa en ocasiones por proyectar completamente las dos soluciones, y elegir en consecuencia tras la medición completa de cada una de ellas.

Salvo que la estructura sea de muros de fábrica en zonas de alta sismicidad, no es indispensable, ni siquiera recomendable, que las direcciones del forjado cambien de un recuadro a otro; las discontinuidades crean un sinnúmero de conflictos constructivos —como inútiles y pesados macizados— que aumentan injustificadamente el costo de la solución. Como el forjado es rígido en su plano, funciona perfectamente bien con todas las viguetas en la misma dirección.

Tras un voladizo es especialmente caro no disponer las viguetas en la misma dirección, (EF-88, fig 7.2,b).

⁴ El conjunto de pilares enlazados por una viga sensiblemente recta se denomina con frecuencia *pórtico*. En rigor, si la viga tiene el mismo canto que el forjado, dicho pórtico es virtual, tanto o más como el que forman los soportes con las viguetas, aunque no estén enfrentados a través de ellas.

Si se opta por un forjado de viguetas prefabricadas, es aconsejable solucionar con ellas la mayor cantidad de puntos posibles. En edificación es posible resolver con las mismas viguetas, o a lo sumo disponiendo adosadas dos de ellas, los brochales habituales en torno a escaleras, ascensores y los bordes⁵ del forjado. Algunos fabricantes ofertan, con la misma tecnología las viguetas, piezas para vigas, y aun prelosas, cubriendo la totalidad de la superficie de la planta, oferta nada desdeñable.

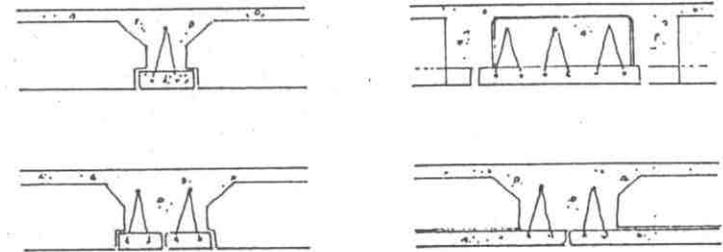


Figura 4. Viguetas, nervios dobles, vigas y prelosas prefabricadas

Si las vigas son de descuelgue deben o acometer centradamente a los soportes o entrar en ellos, y ser de canto parecido a ambos lados⁶. Con vigas de canto no es recomendable que coincidan el ancho de vigas y el de soportes, ya que los armados de soporte y viga se estorban entre sí. En rigor puede considerarse que una viga de canto supone un apoyo lineal para las viguetas sólo si su altura supera ampliamente el canto del forjado, (véase EH-88, tablas 55.4 a y b), y es rentable si su altura es mayor del doble de la del forjado; las vigas de descuelgue solamente se justifican si existe una gran desproporción de luces en una y otra dirección.

Las vigas planas no necesitan acometer centradamente al soporte, pueden ser más anchas que él, usualmente lo son—, no tienen por qué tener

⁵ Existe una práctica muy extendida, pero poco recomendable, de calcular el forjado por un lado y las vigas por otro, con la que, para tener en cuenta la totalidad de la carga, es preciso añadir al sistema de vigas unos denominados zunchos de borde para recoger la del cerramiento; zunchos resueltos en hormigón armado convencional, no competitivos con la solución de viguetas para este sencillo problema. Hay programas de cálculo que prácticamente obligan a ello, como si fueran un elemento imprescindible. No sólo no es cierto, sino que ni siquiera es aconsejable: forzar más aún las dimensiones de los recuadros que deben resolverse con piezas de geometría modular rígida, como son las viguetas y bovedillas, lleva sistemáticamente a un sobrepeso y sobre costo importante.

⁶ Con demasiada frecuencia los programas aceptan dimensiones diferentes para cada tramo de viga, aunque el equilibrio lo hacen en la hipótesis de que todos son iguales, por lo que esta opción puede dar lugar a estructuras francamente inseguras. Los cambios bruscos de sección tanto en soportes como en vigas exigen un estudio cuidadoso de cómo hacerlos; en vigas es siempre mejor hacerlo fuera del nudo, y en altura, con una variación gradual, acartelando.

ancho constante, —aunque es muy conveniente que sea el mismo antes y después de un soporte interior— y tampoco tienen que desarrollarse en toda su longitud al mismo lado de la línea de soportes, aunque todo ello habrá que tenerlo de cuenta en el cálculo⁷.

En planta, una viga plana puede girar sin problemas en puntos sin momento, por ejemplo al tercio de la luz, y puede hacer un quiebro no muy acentuado sobre un soporte. Si el quiebro es muy fuerte, por ejemplo de 90°, lo más fiable es considerar allí un momento nulo, es decir tratar el quiebro como un embrochado, comprobando que el esquema resultante permite el equilibrio. Procediendo por simetría el éxito es más fácil.

1.2 Tipo del forjado

El mejor forjado es, en principio, el que menos pese. Para que la capa superior de hormigón permita un recubrimiento mínimo de las armaduras negativas, —dado que no se puede asegurar que vayan a poderse disponer entre nervios enfrentados—, debe tener al menos 4 cm, (EF-88, art 4.1,a), y más no interesa. Si no hay bovedillas, sino casetones recuperables, el valor mínimo, el recomendable, es 5 cm.

Para aligerar, lo mejor es que los nervios estén separados lo más posible; hace tiempo que desaparecieron por no competitivos los bloques para 30 o 40 cm de intereje. Si no se dispone encofrado total, es difícil andar sobre viguetas separadas más de 60 o 70 cm, y aun encofrando toda la planta no son manejables bovedillas de mucha más anchura. Sólo como excepción, cuando la sobrecarga de uso sea superior a 400 kp/m² o para algunos puntos anómalos de una planta, debe acudir a intereje de 60 cm, o en último extremo, al de 82 con bovedillas para 70 cm, disponiendo nervios de viguetas dobles.

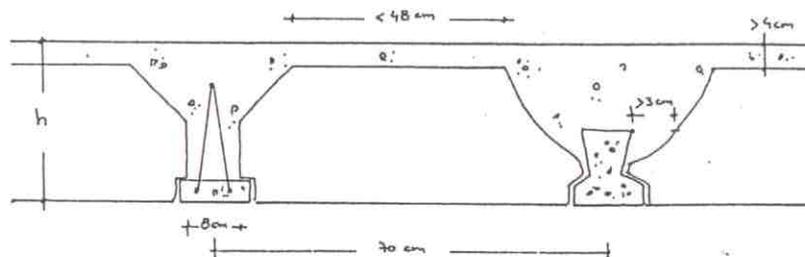


Figura 5. Geometría de la sección del forjado

⁷ Los programas comerciales no suelen preguntar por estas cuestiones y no saben tratarlas, por lo que el usuario debe con frecuencia introducir a mano las correcciones que correspondan a estos detalles. Si el programa dibuja las armaduras en alzado probablemente significa que no está preparado para manejar vigas planas, aunque acepte valores de sección que lo parezcan.

Si la cara inferior del forjado queda a la intemperie, —caso de cámaras bajo planta baja—, no se desea revestir —caso de garages—, o debe recibir anclajes en cualquier punto, se puede acudir a piezas prefabricadas en prelosa, que, aunque desde el punto de vista del cálculo no presentan novedad, exigen una minuciosa programación y descomposición de la planta, y medios de elevación y colocación más potentes.

La bovedilla, carambuco, o pieza de aligeramiento, —que con los tres nombres se le conoce—, puede ser cerámico, de mortero, poliestireno, o incluso no existir, por realizarse el aligeramiento con casetones o piezas recuperables. En buena parte de los edificios no hay falsos techos, de manera que interesan piezas explícitas para aligerar, con fondo plano. Las cerámicas son algo más caras, pero más ligeras, y en general, dan mejor resultado. En algunas regiones no hay oferta de bovedillas cerámicas y es prácticamente obligado acudir a las de mortero.

El perfil de la bovedilla, para no obligar excesivamente a la capa superior de hormigón, no puede ser plano en más de 48 cm, (EF-88, art 4.1,b). Para intereje de 60 cm pueden pues ser rectas, pero para el de 70 deben ser achaflanadas. En general, para mejorar las condiciones de cortante interesa siempre achaflanar, y en el caso de viguetas sin celosía incluso que presenten concavidad. En todo caso, las bovedillas deben dejar un paso de al menos 3 cm a cada lado al nivel superior de la vigueta (EF-88, art 4.1,c). Como luego se podrá comprobar, no hay que prever dos alturas de bovedilla diferentes; el uso de las bovedillas rebajadas no aporta ventajas sensibles al forjado, y puede complicar y aumentar el peso de la solución.

1.3 Elección del canto

Para el cálculo del forjado es preciso partir de la carga y ésta depende del peso propio del forjado, por lo que hay que empezar por determinar los términos significativos para ello, básicamente el canto.

Aumentar el canto aumenta la capacidad resistente del forjado, disminuyendo el acero necesario por momento y en su caso por cortante, pero aumenta el costo en hormigón. Al aumentar el hormigón aumenta el peso, y consecuentemente algo también las solicitaciones, de manera que la reducción del acero no es todo lo importante que predice el aumento de canto. En estas circunstancias, se puede demostrar que la mejor solución es sistemáticamente la de menor canto posible.

Existen dos limitaciones a la pequeñez del canto. La primera es la de flecha. Al reducir el canto, aun recalculando el forjado, si se dota de la resistencia estricta, aumenta necesariamente la flecha. Se puede demostrar que la flecha relativa a la luz resulta casi proporcional a la esbeltez —relación de luz a canto— del forjado. Para un canto determinado —crítico— se produce la flecha exactamente tolerable. Para cantos inferiores la manera de controlar la flecha es bajar las tensiones, calculando las armaduras para una resistencia menor, lo que aumenta la sección de acero desafortadamente. La conclusión es que el mejor canto coincide con el crítico por flecha.

El canto crítico por flecha depende de la limitación de ésta, del tipo de tramo, resistencia del acero, criterio de corte de armaduras, proceso de carga, instante de la aparición de los elementos dañables, humedad ambiente, edad del hormigón, etc. Para ritmo habitual y en edificación normal, la norma EF-88 ofrece dichos valores como canto mínimo, —aunque adoptarlos no evita tener que calcular la flecha posteriormente—, véase tabla 1.

Tabla 1. Canto mínimo en forjados según EF-88 en cm

Tramo	Elemento sustentado	Tipo de tabiquería	Luz (m)							
			4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	9,0	10
Interior	Cubierta	no hay	13	14	16	17	20	24	27	30
	Piso	normal	15	17	18	20	23	28	31	35
	Cerramiento	dañable	16	18	20	21	25	30	33	38
Extremo	Cubierta	no hay	15	17	18	20	24	28	32	36
	Piso	normal	17	19	20	22	26	32	34	38
	Cerramiento	dañable	20	22	24	26	30	36	40	45
Aislado	Cubierta	no hay	17	19	21	23	26	32	36	40
	Piso	normal	20	22	24	26	30	36	40	45
	Cerramiento	dañable	21	24	26	28	33	39	45	50
Voladizo	Cubierta	no hay	17	19	21	23				
	Piso	normal	20	22	24	27				
	Cerramiento	dañable	23	25	28	30				
			1,8	2,0	2,2	2,4	Vuelo (m)			

Para cargas más elevadas que vivienda, —véase tabla 4—, los cantos más adecuados son ligeramente mayores que los indicados en la tabla 1.

En los últimos años, el que el canto mejor fuera el mínimo posible, la relativa indefinición de cómo se calculaba y controlaba la flecha, y el hecho de que ésta fuera mayor al proyectar con aceros de mayor resistencia, produjo una gran patología de flechas. El factor que más ha ayudado a mitigar este fenómeno ha sido posiblemente la limitación de la norma de Condiciones Acústicas, CA-88, publicada inicialmente como CA-81. Según esta norma, entre distintos usuarios, el piso, para no acusar ruido de impacto, o incluye una capa especial para dejar el solado flotante, o pesa, con solado incluido, al menos 420 kp/m², lo que, restando un pavimento de terrazo, equivale a 300 kp/m² entre forjado y vigas. Considerando la fracción de zonas macizadas en vigas, perímetro, bordes de huecos, etc, el forjado neto no debe pesar menos de 220 kp/m² a 250 kp/m². Este valor, véase tabla 3, se alcanza con canto de 18 cm. En la actualidad los forjados con canto menor son casi inexistentes.

De acuerdo con lo anterior, el canto recomendable para una planta completa de forjado es el mínimo por flecha para la luz más frecuente, sin bajar del que permita cumplir las condiciones acústicas. Naturalmente, si el forjado es plano, un único valor debe además resolver a un costo razonable las vigas y controlar también su flecha. En general el canto recomendable

para vigas planas es del mismo orden que para un forjado con la misma luz y sustentación. Si las luces de viguetas y vigas son parecidas, el mismo canto puede servir adecuadamente para ambos elementos. En otro caso se debe pactar entre los correspondientes a las luces de vigas y forjado, de acuerdo con la luz predominante. Para el cómputo de luz predominante debe contarse para cada paño de viguetas la superficie de planta en la que existe, y para vigas la superficie que soporta.

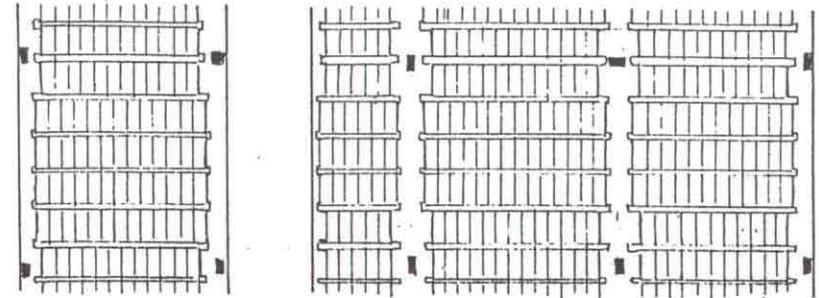


Figura 6. Tipos de tramo: aislados, voladizo, interior y extremo

Adoptando este criterio de dimensionado de canto, siempre puede darse algún tramo especial que por su luz o sustentación acabe con un canto menor que su crítico por flecha. El control de flecha en este tipo de tramos, se resuelve aumentando la armadura por encima de la estricta por resistencia, o aumentando el hormigón mediante intereseje más tupido —60cm— o nervios con vigueta doble —82cm—, estrategias sólo justificables si la repercusión de este tipo de tramos en el conjunto de la planta es pequeña.

Como regla simplificada, cuando predominan los tramos interiores, continuos en ambos extremos, el canto óptimo está en torno a $L/30$, siendo L la luz⁸ del tramo. Cuando predominan los tramos exteriores el canto óptimo se eleva a $L/25$. Para un tramo aislado el canto crítico por flecha está en torno a $L/20$. Si mandan los voladizos no conviene pasar del noveno de su vuelo.

1.4 Predimensionado de vigas

La estimación de luces del forjado, y la evaluación del peso propio de la planta, exige el dimensionado previo del ancho de vigas, y de otras zonas macizas del forjado. En general, en edificación, las vigas son planas; sólo si la desproporción entre luces de viguetas y vigas es importante se debe optar por vigas de canto, siempre que su descuelgue no interfiera con la

⁸ El valor exacto de luz, diferente para cada propósito, se discute más adelante. En este caso, basta una aproximación del lado de la seguridad, por ejemplo la luz entre ejes de soportas.

arquitectura.

Con vigas de canto, la altura óptima oscila entre el décimo y el decimocuarto de la luz interior y el quinto de los vuelos. Su ancho óptimo se sitúa en general en el mínimo posible, y es difícil construirlas con menos de 20 cm; sólo cuando el canto supera 60 cm de altura es posible que empiece a ser competitivo un ancho de 25 cm. No compensa la solución de vigas de canto con alturas inferiores a 35 cm ni al doble del grueso del forjado. El canto óptimo en momentos positivos, cuyo valor previsible está entre $qL^2/16$ y $qL^2/24$, siendo q su carga uniforme y L su luz, se corresponde con una parte comprimida del orden del 10% de la altura de la viga, pero incluyendo como resistente el hormigón de la capa superior del forjado en una amplitud que puede llegar al metro⁹.

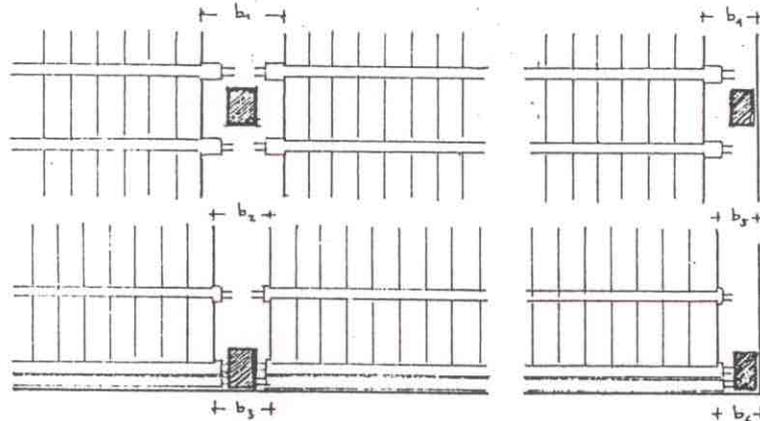


Figura 7. Nudos tipo en planta: interior, frontal, lateral y esquina

En las zonas de momento negativo, con valor entre $qL^2/12$ y $qL^2/16$, el canto óptimo de vigas con descuelgue es el que necesita comprimir algo menos del tercio de la altura de la viga, aunque con poco costo adicional se puede prolongar como armadura comprimida la que está traccionada en el vano. Sólo si la luz es superior a 7 m son rentables las vigas de canto con altura variable -acarteladas-.

Para enlazar correctamente las viguetas a las vigas, las primeras deben entrar en las segundas, -o, como se dice habitualmente, deben existir unos macizados laterales- que (EF-88, art 7.1) deben ser de al menos 6 a 10 cm. Contando con un ancho de jaula de estribos mínima de 20 cm, el ancho de vigas planas arranca pues de un valor de 30 cm en las de borde y de 40 cm en las interiores, pero en general, -sobre todo en las proximidades de soportes interiores-, deberá ser sustancialmente mayor.

⁹ Los programas comerciales ignoran en general esta colaboración, sobrees-timando, a veces notablemente, la armadura inferior. Una salida del programa que indique armadura de compresión en los vanos de mayor luz es indicativa de que éste no sabe manejar vigas de edificación.

Para las vigas planas, en vano, el ancho óptimo es el que conduce a no comprimir más que la capa superior de hormigón del forjado, -en una amplitud grande pero poco definible-, de manera que el ancho inferior macizado entre bovedillas puede ser el menor posible. En la práctica es justamente el hecho de dejar un número entero de bovedillas entre vigas el que fija el ancho de éstas, de manera que más que acotar el ancho de vigas, en los forjados de edificación lo que hay que acotar es el ancho de estribos por un lado y el ancho entre macizados, múltiplo del ancho de las bovedillas -en general 25 cm- por otro.

Para las vigas planas, junto a un soporte extremo, el ancho debe permitir soportar el cortante, del orden de $0,5 \cdot qL$, con una tensión tangencial media en sección completa que no supere el doble de la resistencia del hormigón¹⁰. Es habitual no disponer variaciones de ancho entre vano y soporte extremo.

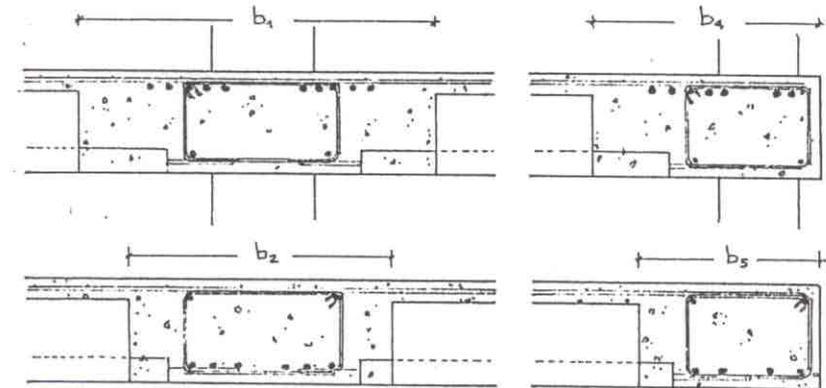


Figura 8. Anchos de viga

Para las vigas planas, junto a un soporte interior, el ancho debe conducir a no comprimir por flexión más allá del 40% de la altura de la viga, y el cortante, de valor hasta de $0,8 \cdot qL$, debe soportarse con la tensión indicada en el párrafo anterior¹¹, aunque en general domina la primera condición. En último caso siempre se puede prolongar a bajo coste la ar-

¹⁰ Esta limitación no es de norma, pero es práctica. La formulación del cortante permite llegar a septuplicar, con estribos, el cortante que soporta el hormigón en masa, pero a costa de una densidad inusual y constructivamente compleja de estribos. Como además las condiciones de punzonamiento no permiten más que triplicar el valor citado, resulta aconsejable no excederse con el cortante.

¹¹ La regla no elimina la posibilidad de que el tamaño y posición relativos de soporte y viga deje malparado el diseño por cuestiones de punzonamiento. Es posible que por este motivo haya que aumentar dimensiones de soporte, disponerlo con otra forma o material, a incluso haya que acudir a aumentar el canto del forjado.

madura inferior de vano, complementando la compresión inferior de la viga, pero sólo con los redondos que pasen por dentro del soporte, que, al quedar pinzados por su compresión, están efectivamente anclados. La ampliación de ancho de viga es muy simple, bastando retirar alguna o algunas bovedillas sin tener que hacer cambios de longitud de viguetas ni disponer jaulas de estribos más anchas.

Las condiciones anteriores conducen, para cálculos preliminares a un ancho de vigas planas como el indicado en la tabla 2.

Tabla 2. Ancho de vigas planas en viviendas

Luz de la viga (m)	4,0		5,0		6,0		7,0	
Separación entre vigas (m)	3,5	4,5	4,0	5,0	4,5	5,5	5,0	6,0
Viga interior: ábaco	45	50	60	85	70	75	75	85
vano interior	*	*	*	*	*	*	40	45
extremo	*	40	45	50	50	55	55	80
Viga de borde: ábaco	35	40	45	50	50	55	55	60
vano interior	*	*	*	*	30	30	35	40
esquina	30	30	35	35	35	40	40	45

Ancho recomendable en cm

* sobra el ancho mínimo de 40 cm en interior o 30 cm en borde

Para casos de carga superiores a vivienda, (véase tabla 4), si se dispone el canto recomendado en la tabla 1, los anchos aumentarían proporcionalmente a la carga. Pero como para cargas superiores son también recomendables cantos algo mayores, la incidencia es ligeramente menor; para edificios de tipo Públicos cabe esperar que los anchos sean un 15% mayores que lo que indica la tabla 2 y un 30% para el tipo de Concurrencia Elevada.

Dado que los momentos a ambos lados de un soporte son o iguales o muy parecidos, en general no hay motivo para cambiar de sección justo en un soporte, e incluso es desaconsejable hacerlo. Por otro lado no hay que olvidar que las solicitaciones son mayores en un tramo corto extremo o un tramo corto entre dos largos, que en el vano de los largos, cuyo ancho necesario, para momentos positivos menores, es mucho menor. La práctica de dimensionar cada viga con una sección diferente, mayor cuanto más carga y luz posea, es totalmente rechazable e incoherente con el carácter de continuidad que poseen.

En todo caso los cambios de altura o anchura de vigas deben respetar el equilibrio. A ambos lados de un pilar interior las tracciones y las compresiones de ambas vigas deben equilibrarse entre sí, de manera que armaduras y sección deben ser iguales, o adoptar para el cálculo la intersección de ambas¹². Con vigas planas es recomendable hacer los cambios de

¹² Muchos programas comerciales predimensionan francamente mal, asignando mayor sección, constante, a los tramos más largos, y luego enlazando incorrectamente las vigas en el nudo. Aun si no predimensionan, en general consideran para el cálculo las barras como líneas sin sección, resolviendo mal el enlace. Muchos de ellos ni siquiera permiten definir cómo se desea el enfrentamiento de las vigas a ambos lados del soporte, y por tanto no pueden resolverlo bien, a veces incluso dibujando algo incoherente con lo calculado. Este es posiblemente el

sección en los tercios de las luces dominantes, dejando algo así como un ábaco en torno a cada soporte o pareja de soportes próximos.

No hay inconveniente en principio para que una viga plana posea un hueco de bajante casi en cualquier sitio, o se desdoble, o bordee o contenga un hueco de tamaño mayor, si se calcula luego su incidencia, y se respeta el equilibrio.

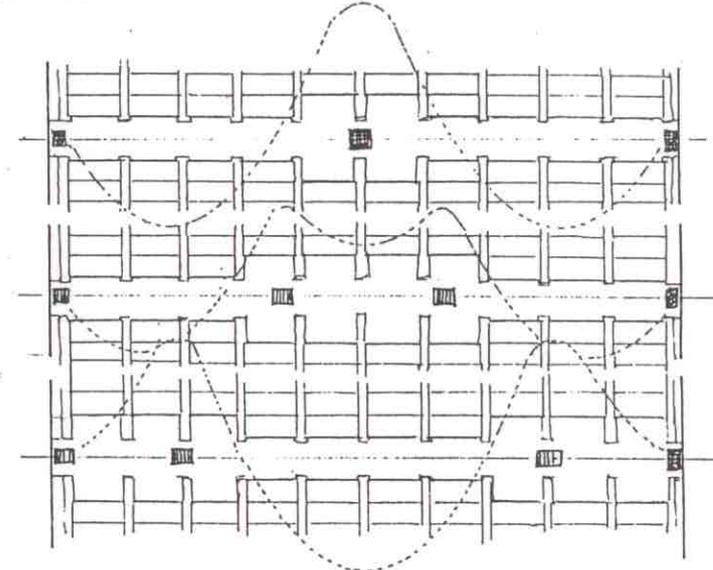


Figura 9. Cambios de ancho en vigas

1.5 Viguetas dobles y zunchos

En general no es posible disponer un número entero de interjes de forjado de borde a borde de cada paño, pero es recomendable organizarlo sólo con viguetas y bovedillas enteras. Para ello conviene tomar como punto de partida la disposición de viguetas dobles allí donde existe una carga lineal importante paralela a las viguetas. Esto sucede en general en los bordes, donde gravita el cerramiento, o bajo las particiones pesadas, como entre viviendas o locales. Si es preciso intercalar alguna vigueta más para completar la amplitud del paño, el mejor sitio es enfrente de los soportes, para reforzar el comportamiento en pórtico transversal de viguetas contra

aspecto peor resuelto de los programas que intentar llegar al delineado automático de los planos de estructura.

pilares.

En los extremos de viguetas en borde libre, como en vuelos o huecos de escalera o ascensor, es preciso disponer un elemento que solidarice y uniformice la flecha de todas ellas, denominado *zuncho*¹³. Las cargas y solicitaciones de este zuncho son puramente testimoniales, por lo que basta reservar algo así como 5 o 10 cm más una entrega maciza de otros 10 cm para ello, pero, como siempre, asegurándose de que el ancho restante es múltiplo del ancho de bovedillas.

1.6 Materiales más adecuados

Debido a la amplia colaboración de la capa superior de hormigón, tanto para vigas como para viguetas, una variación importante de la calidad del hormigón no repercute apenas en la eficacia del forjado, resultando la misma armadura para una gama amplia de valores de resistencia del hormigón. En la zona de momentos negativos la profundidad de la zona comprimida sí depende de la resistencia del hormigón y con ello la armadura; es decir, que un hormigón de más coste permite menos acero. Dado que en un forjado se vierte mucho más hormigón que el destinado a estas zonas, no suele compensar ningún aumento de calidad por encima de H-175, tipo supuesto en la confección de la tabla 2.

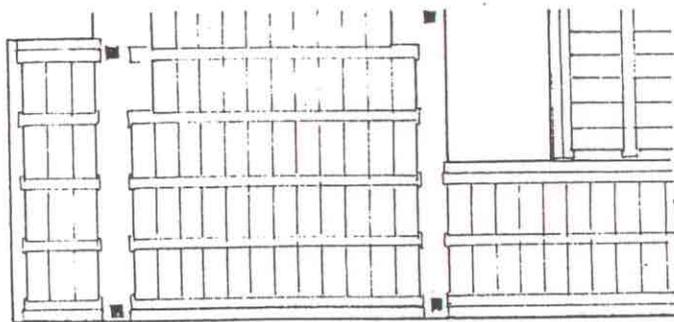


Figura 10. Nervios dobles y zunchos de borde

¹³ Con frecuencia se aplica, incorrectamente, esta denominación a vigas de borde paralelas a las viguetas que zunchan y atan infinitamente menos que el propio forjado. Como se ha indicado en una nota anterior, esta práctica proviene de los programas de pórticos que no pueden tener en cuenta todas las cargas de cerramiento si no se añaden estas vigas de borde, cuyas solicitaciones y armaduras debiera luego el usuario transformar en viguetas. Incorporar al forjado de piezas prefabricadas unos elementos de hormigón in situ, perturbando el despiece de nervios y bovedillas y encareciendo el coste no es recomendable.

Por lo que respecta al cortante, tanto en viguetas como en vigas, es más barato soportarlo por estribos que por aumento de ancho o calidad de hormigón, y además la resistencia a cortante del hormigón aumenta a menos velocidad que la de compresión, por lo que, también desde este punto de vista, lo más sensato es la calidad de hormigón más baja posible, dentro de un orden. En algunos casos de forjados con viguetas armadas, al ser la celosía normalizada, la sección puede estar angustiada por cortante, pero aún en ellos, y dado que el problema es local, conviene más aumentar ligeramente el ancho de macizados que incrementar en todo el forjado la resistencia del hormigón.

En ese sentido se puede decir que la resistencia del hormigón no es una cualidad deseable en forjados, y por ello EH-88, nota (1) del cuadro 31.3, recomienda el uso de resistencia de cálculo de 150 kp/cm² y control reducido —sin probetas— en viviendas de hasta cuatro plantas para cuando el hormigón sólo se usa en flexión¹⁴.

Para el acero, al aumentar su resistencia ni aumenta el peso del forjado ni las solicitaciones, por lo que se reduce su cantidad. En el mercado de aceros, el costo no aumenta tanto como su resistencia, por lo que la decisión más acertada es tomar el de más resistencia, que cuesta menos por tonelada resistida. Sin embargo la utilización de un acero AEH-600 trae consigo una mayor incidencia de flecha, a paliar con aumento de canto y peso, por lo que el ganador es casi sistemáticamente AEH-500. En la práctica las viguetas armadas se realizan todas ellas con este tipo.

Que las bovedillas sean o no resistentes, en el sentido de ayudar a la sección del forjado, es, como se ha visto, muy poco importante, así que su calidad propiamente resistente no importa, aunque evidentemente no deben romperse al menor pretexto, y por ello son necesarios unos requisitos mínimos de resistencia (EF-88, art 2.2), que generalmente cumplen todas las cerámicas bien cocidas.

En el mercado existen dos tipos fundamentales de viguetas, las formadas por una suela rectangular, que aloja la armadura inferior, y de la que asoma una celosía a cortante, y las en cola de milano, sin celosía, generalmente pretensadas. Aunque por unidad de momento flector resistible las segundas son algo más eficaces —baratas—, su bajísima resistencia teórica a cortante, las hace poco competitivas, salvo que se pueda demostrar, experimentalmente, que resisten mucho más de lo que predice la teoría. Esa baja resistencia a cortante hace que, en general, con este tipo de viguetas sea preciso disponer sección de forjado cóncava, con mayor repercusión de hormigón y peso, y menor eficacia. En cualquier caso, de utilizar viguetas pretensadas, la mejor decisión es la de mayor resistencia posible en acero y hormigón, aunque hay que desconfiar de que se puedan conseguir realmente hormigones de más de 400 kp/cm² sin medios muy perfeccionados de fabricación y curado.

¹⁴ Hay que recordar que, en edificación, hasta cuatro plantas es más económico utilizar o muros de carga o soportes metálicos, por lo que es poco probable que en estos casos existan elementos de hormigón sometidos a compresión.

2. del cálculo del forjado

2.1 Acciones

Las cargas verticales que actúan repartidas sobre un forjado de edificación, son fundamentalmente las de su peso propio, el solado y revestimiento inferior de techo, sobrecarga de tabiquería y sobrecarga de uso. Las cargas localizadas provienen del peso de cerramientos y particiones pesadas, actuando según las líneas de su traza. Además, la acción horizontal de viento o sismo, cuando se considera en dirección transversal a las vigas, produce solicitaciones que hay que tener en cuenta, aunque no sean propiamente cargas sobre el forjado.

2.1.1 Peso propio

A partir del canto y el tipo de nervio e intereje, se puede estimar con bastante aproximación el peso propio del forjado, independientemente de los demás parámetros; la tabla 3 ofrece los valores más característicos. El forjado se puede calcular a partir de dicho peso, aunque en la práctica es siempre superior debido a la incidencia de nervios dobles intercalados, zunchos, y macizados diversos. Como la mayor parte de estas zonas macizas proceden del ancho de las vigas, con muy poca o nula incidencia en las solicitaciones del forjado, éste se puede calcular a partir del peso propio *neto*, sumando simplemente las sobrecargas citadas en el párrafo anterior.

Tabla 3. Peso de los forjados de viguetas

	Canto del forjado (cm)										
	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	36
Forjado, peso neto											
nervio simple, s=70 cm	210	220	230	240	250	265	280	295	310	325	370
nervio simple, s=80 cm	220	235	250	260	275	290	305	320	335	350	400
nervio doble, s=82 cm	225	245	265	285	310	330	355	375	395	420	470
Planta, peso promedio											
Zonas regulares	250	260	270	280	290	305	320	335	350	385	410
Zonas irregulares	265	285	305	325	350	370	395	415	435	460	510
Zonas macizas	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	800
	Peso propio en kp/m²										

En este supuesto, para evaluar la carga que actúa sobre las vigas no debe olvidarse sumar su propio peso. La obtención del peso propio de las vigas de canto implica considerar al menos los macizados laterales obligados por la modulación de las bovedillas, que estadísticamente se puede suponer de 12 cm a cada lado. Así el peso de una viga de canto de 20-40 cm con un forjado de 18 cm sería entonces $(0,2 \cdot 0,4 + 0,24 \cdot 0,18) \cdot 2,5$ es decir 0,31 t/m, en primera aproximación adicional al del forjado.

Si se disponen vigas planas, del mismo canto que el del forjado, su peso es relativamente mayor. De acuerdo con los valores sugeridos en la tabla 2, las vigas planas suponen de un 15% a un 20% del total de la superficie de la planta. Y además habitualmente cada poco hay un hueco de shunt, de ascensor, escalera, vuelos, y por ajustes a la modulación de intereses de viguetas y ancho de bovedillas, irregularidades diversas, que se saldan sistemáticamente con zonas macizas. Dada la enorme diferencia de densidad entre el hormigón (2500 kp/m^3) y un forjado (en torno a 1300 kp/m^3), estas irregularidades tienen una gran repercusión. El desconocimiento previo del valor exacto de esta repercusión hace que pase a un segundo plano la incidencia en el peso propio del forjado del material de la bovedilla y aun la del perfil de la misma. Dado que el cómputo exacto de todas esas zonas macizas debe esperar al cálculo del forjado, la carga a asignar a las vigas puede evaluarse a partir del peso promedio de la planta, en general mucho mayor que el neto, entre unos 40 kp/m^2 y 80 kp/m^2 más, aunque en ocasiones alcanza hasta 120 kp/m^2 más.

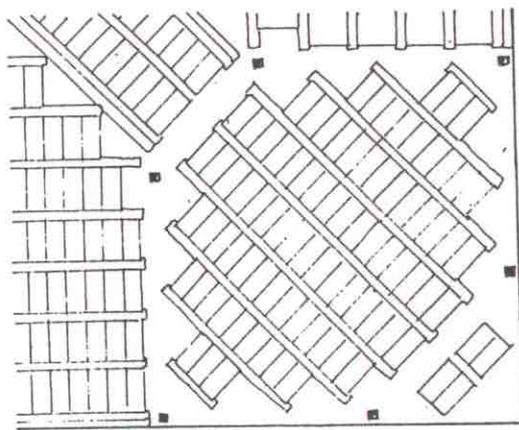


Figura 11. Zonas irregulares

La tabla 3 ofrece también valores estimados del peso promedio de la planta de los forjados de edificación. Por zonas regulares puede entenderse las de paños rectangulares resueltas con nervios simples. Ejemplos de zonas irregulares, con mayor peso medio, son las resueltas con nervios dobles, o los paños triangulares u oblicuos a las vigas, o con profusión de embrochados y zunchos, etc. Sólo cuando la totalidad del paño se resuelve con losa maciza hay que considerar el peso teórico de 2500 kp/m^3 correspondiente a este caso, pero no es infrecuente que se haga en la escalera, ya que ésta

es muy complicada de resolver con forjado aligerado —a cambio, la plegadura y mayor rigidez de la losa maciza permite resolver la misma luz con un canto óptimo 20% menor que el de un forjado aligerado y sin problemas de flecha—.

Tras el cálculo del forjado, el estado de mediciones de hormigón dirá si la suposición de peso propio era acertada o interesa corregirla, y si el peso total, incluyendo vigas, cumple el mínimo exigido por condiciones acústicas, aunque según la tabla 3, y como se adelantaba en el apartado 2.3, si el canto del forjado supera 18 cm, el peso promedio rebasará 300 kp/m^2 y no será necesaria barrera ante ruido de impacto bajo el solado.

2.1.2 Carga vertical total

En la carga total influye la solución constructiva del solado, el tipo de tabiquería, y el uso del edificio, de acuerdo con las normas en vigor, (NBE-AE-88, revisión de la MV-101). Para el caso de vivienda y luces normales, la carga total, sin mayorar, difícilmente bajará de 650 kp/m^2 para el cálculo de viguetas y de 700 kp/m^2 para vigas —y soportes—. La tabla 4 refleja los márgenes posibles de carga a tener en cuenta en el cálculo de viguetas para diversos usos de la edificación convencional, clasificados en grandes grupos.

Tabla 4. Cargas verticales repartidas en kp/m^2 para cálculo de viguetas

Tipo de edificio o zona	Peso propio forjado	Sobrecarga			CARGA TOTAL	Carga alternada	
		Uso	Tabiq.	Solado Total			
COBERTIZAS							
Azoteas, terrazas privadas	200 - 250	150	80*	150	+380	580 - 630	0
VIVIENDAS							
Viviendas, habitaciones	250 - 300	200	100	100	+400	650 - 700	0
PUBLICOS							
Hoteles, hospitales, docentes	300 - 350	300	50	100	+450	750 - 800	200
Comercial, reunión, oficinas	300 - 350	300	50	200	+550	850 - 900	200
Garages	250 - 400	400	0	50	+450	700 - 850	200
CONCURRENCIA ELIVADA							
Grandes almacenes	300 - 350	400	50	200	+650	950 - 1000	400
Graderíos	300 - 500	500	0	250	+750	1050 - 1250	400

* el valor corresponde a un valor medio de nieve, en rigor variable según el emplazamiento de la obra.

2.1.3 Alternancia de sobrecargas

Aunque en tramos aislados la peor hipótesis sea la de carga total, en tramos con continuidad, los momentos positivos pésimos de cada uno se consiguen con los tramos contiguos descargados, y los negativos pésimos con dos tramos contiguos cargados y los siguientes descargados. Dado el carácter convencional del valor de sobrecarga, —que se supone que representa el valor que uniformemente repartido da lugar a solicitaciones tan elevadas como las de la carga real— en muchos casos no sería preciso alternar la carga variable, que en forjados de edificación es la sobrecarga de uso.

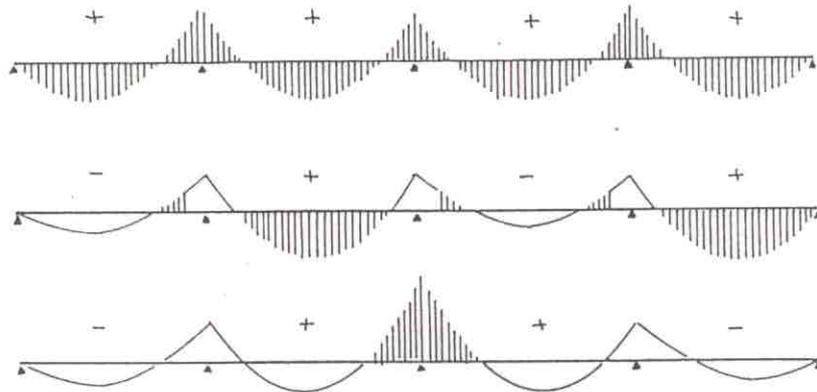


Figura 12. Solicitaciones por alternancia

En cubiertas y viviendas no es necesario considerar alternancia, (EF-88, art 6.2), salvo en voladizos. En otros casos no hay acuerdo al respecto; la tabla 4 ofrece valores recomendables de esta alternancia, cuya incidencia es muy diferente según el método de determinación de solicitaciones que se use.

2.1.4 Cargas localizadas

Dado el carácter monolítico de la capa superior hormigonada, las cargas existentes sobre una vigueta afectan también parcialmente a las inmediatas. Debido a la indefinición de este reparto, es buena práctica disponer resistencia en forma aproximadamente proporcional a la carga, en particular en los bordes paralelos a las viguetas, en donde el cerramiento puede significar una carga localizada por m lineal, del mismo orden que la carga por m² repartida en el resto del forjado. Por ejemplo un cerramiento de medio pié, cámara y tabique, con altura entre plantas de 2,70 m pesa del orden de 700 kp/m.

Otro ejemplo clásico de cargas localizadas es la división entre locales¹⁵; si por ejemplo éste se realiza con medio pie macizo de 2,5 m de altura, la carga añadida en ese punto es de unos 500 kp/m.

Si estos elementos discurren perpendiculares a las viguetas, se toman como cargas puntuales para ellas; si son paralelos en general se resuelven disponiendo nervios con vigueta doble o a lo sumo triple.

En los casos en que el forjado sostiene otros pequeños paños —como es habitual en los embrochados alrededor de los huecos de ascensor o escalera—, la mayor carga exige mayor resistencia, que también puede resolverse disponiendo viguetas adicionales, solución mucho más simple y barata que vigas¹⁶ o nervios realizados con la técnica de hormigón armado convencional.

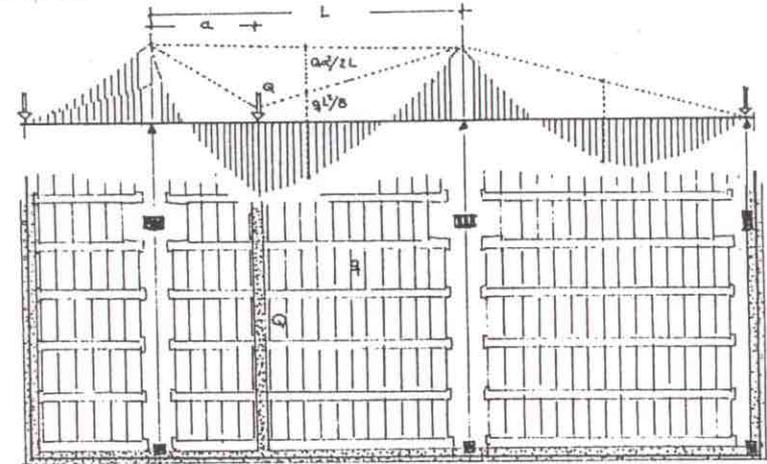


Figura 13. Cargas lineales de muros y particiones

En los bordes de vuelos ocupables es preciso suponer (NBE-AE-88, art 3.5) una carga de 200 kp/m, pero sólo para el cálculo del vuelo; no es preciso computar esa carga para la viga o pilar que lo soporta.

¹⁵ Sin embargo es preciso garantizar que la carga del muro de cada piso gravita en el forjado correspondiente. Si la hilada superior está bien retacada y en la planta baja no existe tal elemento, la carga de todos los pisos inicialmente descansa por transmisión directa en el primero, hasta que se agrieta el muro, pasando los demás a gravitar sobre el segundo, etc. Este efecto es particularmente desagradable en extremos volados. La solución es no retacar la última hilada, realizar la fábrica de arriba a abajo, o, lo que es más recomendable, disponer vigas de canto en planta primera para el total de la carga de los muros de todas las plantas, pero calculando además cada una para la suya.

¹⁶ No resulta apropiado tampoco en estos casos la denominación de zunchos. La necesidad de elementos específicos de hormigón enlazando soportes, por ejemplo para soportar acciones horizontales sobre el edificio, se discute más adelante.

2.2 ANALISIS

El análisis del forjado implica obtener, a partir de las cargas, las solicitaciones de cada punto. Si las solicitaciones son excesivas para el hormigón es obligado cambiar sus dimensiones, pero teniendo que reconsiderar las cargas. Las que se pueden resolver con acero sirven para calcularlo. Las solicitaciones dependen de la geometría de luces y tipo de sustentación —enlace— entre los distintos elementos de la estructura.

2.2.1 Modelo de análisis

En una distribución ortogonal de vigas y viguetas con soportes más o menos enfrentados, el estudio de un paño de forjado se puede reducir al de uno de sus nervios, o, como es más habitual, a una banda de un metro de ancho.

El carácter de elemento superficial del forjado permite considerar la continuidad con un paño con otro, simplemente por estar dispuesto en prolongación, independientemente de si los nervios están o no exactamente enfrentados. Dada la alta deformabilidad a torsión de las vigas, el nudo se suele suponer apoyo simple para el conjunto de los dos paños del forjado¹⁷ que acometen a un lado y otro de la misma. Cuando el forjado se prolonga al otro lado de la viga en un paño transversal, se considera apoyo simple, igual que cuando acomete a una viga de borde. En elementos menores, como los embrochados citados antes, los extremos pueden considerarse ventajosamente semicontinuos.

El modelo clásico de análisis es el de tomar cada tren de viguetas como una viga continua, con resultados válidos para el conjunto de viguetas con la misma geometría y enlaces. No obstante, debido a la parcial, pero suficiente ductilidad de las piezas de hormigón implicadas, se pueden realizar ajustes plásticos de vigueta a vigueta dentro de un mismo paño, y entre los momentos de un mismo tramo, adoptando como capacidades resistentes las derivadas de un diagrama *redistribuido* de solicitaciones. En el caso de fuertes irregularidades o disposiciones no ortogonales en planta, en vez de tomar innumerables trenes diferentes, se puede adoptar un modelo más general, —del que el anterior es un caso particular—, que es el de *rotura en planta*, con líneas de rotura no necesariamente rectas, modelo todavía insuficientemente formulado y codificado.

NOTA: Los comentarios que siguen, referidos a matices del modelo pueden obviarse en una primera lectura.

¹⁷ Aunque es obvio que, en sus proximidades, el soporte queda implicado, este efecto se desprecia. Con ello todas las viguetas se suponen apoyadas en las vigas sin coacción al giro, aunque es recomendable una leve corrección que se comenta más adelante.

El modelo del forjado como barra continua apoyada en las vigas, tratando conjuntamente todas las que se encuentran en la misma situación, necesita algunas precisiones.

En primer lugar la condición de apoyo implica descenso nulo de éste. Con vigas de canto importante, la diferencia de deformación con el forjado permite considerar el encuentro de viguetas sobre viga como un apoyo para aquéllas, y lo mismo sucede si se trata de un forjado sustentado en muros. Pero con vigas planas no puede ignorarse que éstas se deforman tanto o más que el forjado. Cuando los soportes de las diferentes vigas están enfrentados, aunque los extremos de las viguetas de vano descenden más que los extremos de las que acometen a un soporte, todas se deforman de modo muy parecido, y sus solicitaciones son prácticamente iguales.

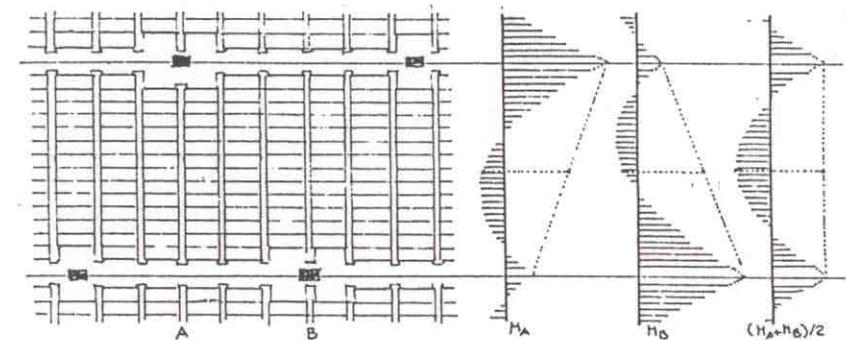


Figura 14. Paños con soportes al tresbolillo

Pero si los soportes están al tresbolillo, la vigueta que arranca de un soporte acomete en su otro extremo al centro de vano de viga, y en esa situación no se puede decir ni que ambos extremos se comportan como apoyos, ni que las solicitaciones de todas las viguetas son iguales¹⁸, y sólo es posible disponer armadura uniforme confiando en una ductilidad no probada ni cuantificada, por lo que lo prudente en estos casos, aunque se calculen todas las viguetas igual, es disponer las armaduras variables para aproximarse en lo posible al reparto desigual del momento y cortante¹⁸.

¹⁸ Esta cuestión no suele ser tenida en cuenta por los programas de cálculo de forjados, sobre todo porque en ocasiones ignoran la posición de los soportes, lo que obliga a hacer correcciones a mano. El calcular con un programa los forjados y con otro las vigas y soportes es una mala práctica que no consigue controlar los aspectos delicados del comportamiento estructural.

¹⁹ Este problema no sólo surge cuando los soportes están al tresbolillo; en rigor los extremos de un paño de viguetas se podrían considerar apoyos sólo si ambos fueran dos vigas exactamente iguales, con iguales luces, cargas, sustentaciones, etc, lo que sólo se cumple para forjados completamente regulares, con un sólo tipo de tren de viguetas. Aun con soportes enfrentados, en cuanto existen varios trenes, necesariamente las vigas de extremo de un mismo paño se deforman

En segundo lugar, aunque para el cálculo del forjado es habitual considerar las vigas extremas como un apoyo simple, en las plantas bajas o con soportes de gran sección y canto respecto al forjado, las dos o tres viguetas de las inmediaciones del soporte se comportan más bien como empotradas. Del lado de la seguridad puede mantenerse como momento positivo el basado en apoyo, previendo momento negativo en algunas viguetas en torno a cada soporte, de acuerdo con la posición del mismo y la rigidez de la viga, como si estuvieran empotradas.

En último lugar la continuidad constructiva transversal entre viguetas plantea dudas sobre los cambios bruscos de una a la adyacente. En efecto, en la planta deben identificarse cada uno de los trenes de viguetas diferentes por composición, luces o sustentación, —independientemente de que las viguetas estén exactamente en prolongación o no—. Pero no parece preciso considerar como diferentes las viguetas situadas bajo una carga lineal coincidente con ellas, como son el cerramiento o una partición pesada, resoluble, como se ha sugerido, con nervios adicionales; ni tampoco parece preciso considerar como trenes diferentes las viguetas que acometen a zonas de diferente ancho de una misma viga. Incluso parece excesivo considerar aparte una sola vigueta como excepción en un paño de viguetas iguales. Y a veces dos o tres viguetas pueden verse fuertemente amparadas por las viguetas de ambos lados. En todos estos casos la consideración de diferencia de tren llevaría aparejada una diferencia brusca de solicitaciones y armadura, incompatible con la continuidad del forjado.

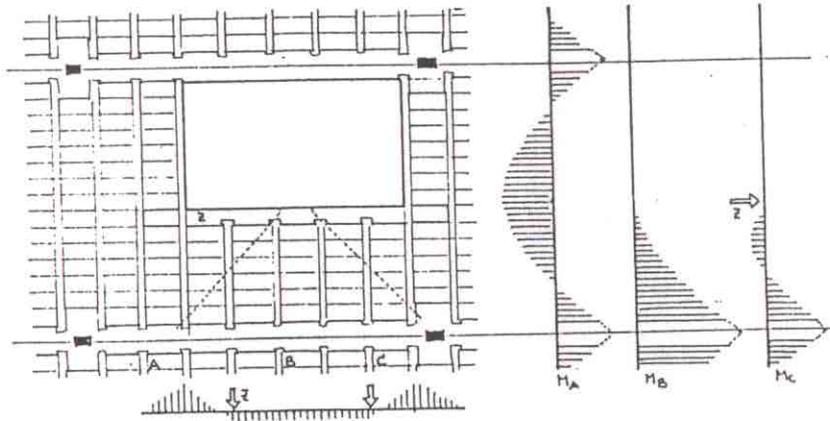


Figura 15. Falso voladizo

de manera distinta, los extremos de cada vigueta descienden de manera diferente a los de las demás, y todas tienen solicitaciones de valor diferente. Para ajustar la resistencia a la solicitación, cada vigueta resultaría con una armadura diferente, lo que es poco constructivo, o deberían armarse todas como la peor, lo que sería excesivamente seguro, y por ende, caro. La opción de uniformar la resistencia de cada vigueta a la media de todas ellas, como si los extremos fueran apoyos, se basa en criterios plásticos, por los que las viguetas que antes llegan a agotamiento esperan a las demás. Debido a este comportamiento, en vigas planas, la carga que cada vigueta entrega en la viga es diferente de la colindante, y la suposición de carga uniforme en las vigas es sólo una convención, pero no una conclusión rigurosa del análisis. Tal convención es aceptable debido asimismo al criterio plástico basado en las propiedades dúctiles del forjado.

Un ejemplo típico de discontinuidad lo plantea el vuelo sobre un hueco, flanqueado por recuadros de viguetas que lo sortean. Considerando todas las viguetas que terminan en el hueco como en voladizo, toda su carga retrocedería hasta el apoyo, su descenso máximo sería en el extremo, se necesitaría armadura superior, y el zuncho de borde no desempeñaría ningún papel. Pero si el descenso en el extremo del vuelo es inferior al que se produce en el mismo punto en las viguetas que flanquean el hueco, el zuncho, atado a ellas, trabaja y les reenvía parte de la carga del vuelo, igualando las solicitaciones y armaduras necesarias. Armado más el zuncho podría lograrse que transfiriera más carga, aun cuando sería necesaria rigidez infinita para que se comportara como un apoyo, y aun con una gran rigidez y resistencia no podría evitar que todas las viguetas descansaran en él de forma diferente, a tenor de su diferente descenso, de acuerdo con la curva elástica de su deformada. La carga que lleva el zuncho a los extremos significa más carga, solicitación y armadura para las viguetas al borde del hueco, exigiendo armadura diferente de la de las más alejadas.

Parecido comportamiento se da en los puntos de comienzo de un vuelo, al aparecer una cruja más, al variar bruscamente la luz de un vuelo, y en general en las viguetas frontera entre dos trenes. Cuando el análisis de trenes diferentes da lugar a armaduras distintas, es señal de que en la proximidad de la frontera los comportamientos son intermedios entre los de ambos lados. La amplitud de esta transición depende de lo diferentes que sean los dos casos; eso es lo que justifica, por ejemplo, que una sola vigueta no deba tratarse de modo diferente que las adyacentes.

Desgraciadamente no existe disponible un procedimiento riguroso de análisis de estas cuestiones, fruto del carácter superficial del forjado²⁰, por lo que su correcto cálculo y armado depende de la sabiduría y tino del proyectista. Un diseño regular y ordenado es la mejor garantía del buen funcionamiento de un forjado.

2.2.2 Luces

El valor a adoptar para las luces depende de cómo se manejen posteriormente las solicitaciones que resulten del análisis. Si el proceso de determinar flexiones y cortantes se hace simplificado tramo a tramo, se pueden tomar como luces las equivalentes de los máximos de estas variables, valores que se comentan más adelante.

Si se hace un análisis algo más afinado, tomando el tren completo como una viga continua, —proceso recomendable sobre todo cuando haya una gran disparidad de luces y cargas— no queda más remedio que considerar como luces las que ensamblan un tramo contra otro, es decir las teóricas entre ejes de soporte. Si no coinciden los ejes de soporte y de viga, las luces se pueden tomar a ejes de viga, aunque luego habrá que considerar cómo la reacción —en eje de viga— consigue llegar al soporte. En cualquiera de los casos, las solicitaciones máximas dependen del ancho real de las vigas.

²⁰ En algunos textos recientes, aun dedicados monográficamente al tema de forjados, es difícil encontrar figuras o referencias de tipo superficial, —es sintomático el que los forjados aparezcan casi siempre en alzado—, siendo más bien tratados de piezas lineales de hormigón, a partir de los cuales no es fácil extrapolar el comportamiento típicamente bidimensional de un forjado.

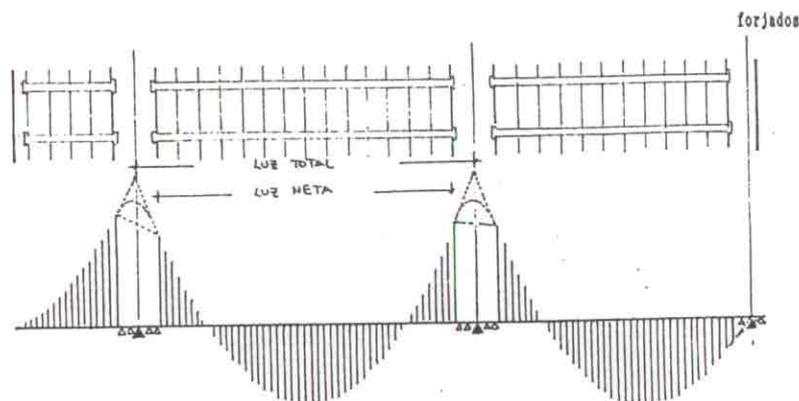


Figura 16. Solicitaciones tramo a tramo

En el caso particular de forjado apoyado en muros anchos, se puede tomar como luz, a todos los efectos, la neta más el canto del forjado (EF-88, art 6.2).

2.2.3 Análisis como viga continua

El análisis de solicitaciones de un tren de viguetas como viga continua, para ser riguroso, debiera suponer que lo es de sección variable; al menos la parte extrema, coincidente con viga, es maciza, mientras que el resto del tramo tiene sección aligerada.

Pero, además, las secciones extremas tienen momentos negativos y las centrales de vano momentos positivos. Ante momentos positivos la tracción sucede en la fibra inferior y la sección eficaz es en forma de T con una ala amplia. Pero ante momentos negativos la tracción se produce en la fibra superior, de manera que la sección eficaz abarca arriba sólo el ancho ocupado por la armadura, y abajo sólo el ancho del nervio, resultando una sección muy inferior²¹ y por tanto una deformabilidad mayor. Además los momentos negativos coexisten con los mayores cortantes; el hormigón es muy poco resistente a cortante, o sea muy deformable a esta solicitación, de manera que la deformabilidad en las zonas extremas del tramo es aún mayor de lo previsto por momento. En conclusión, el modelo afinado de un forjado es el de una viga continua con menor sección —rigidez— en los extremos que en el centro de vano.

²¹ La explicación culta es algo más compleja. Para momentos pequeños las secciones no están fisuradas y operan con la sección bruta de hormigón, igual a momentos positivos que a negativos. Al aumentar la carga se alcanza mucho antes el momento de fisuración de las de un signo que las de otro, y, para estadios avanzados de carga, la sección que interesa, o mejor su rigidez, corresponde a la sección fisurada, formada por el acero y sólo la parte comprimida del hormigón. En la práctica, dada la esbeltez del forjado, los momentos, incluso ante peso propio, superan ampliamente los de fisuración, por lo que la rigidez se parece más a la fisurada, claramente diferente de unas secciones a otras.

La variación de la sección a lo largo de la luz complica el cálculo, llegándose a valores no habituales. En particular, cuando la rigidez a momentos negativos es menor que a positivos, los momentos de empotramiento son menores que los clásicos para sección constante²², de manera que para carga uniforme q son menores de $ql^2/12$.

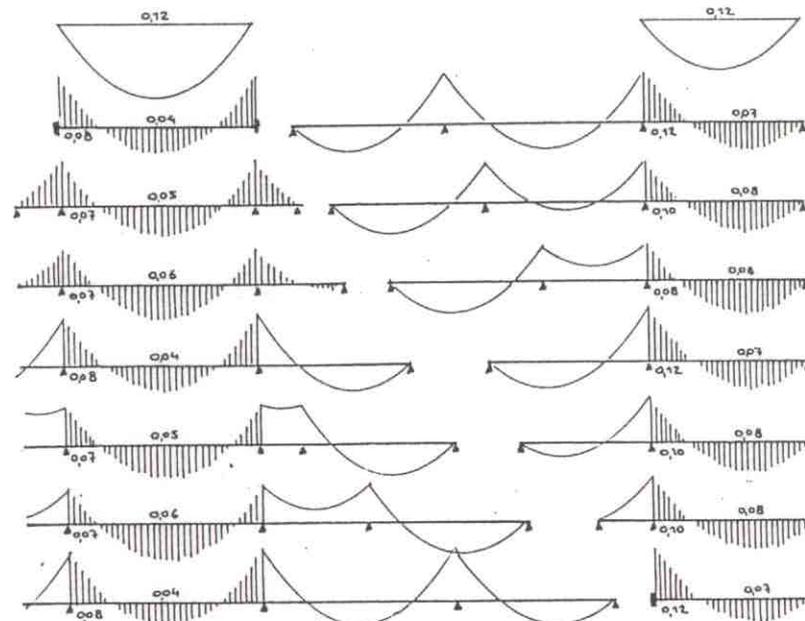


Figura 17. Solicitaciones elásticas con sección constante

En la práctica, la diferencia de suponer sección variable se traduce sólo en que los momentos negativos son menores que con sección constante, pero los positivos mayores, ya que entre ambos deben cubrir el isostático de la carga, para uniforme, $ql^2/8$. En cierta manera se puede decir que el análisis no se destina a calcular las solicitaciones, sino sólo a saber cómo se reparten, ya que de antemano se conoce su valor total entre positivos y negativos. En ese sentido cabría tomar como resultado del análisis el procedente de suponer sección constante, —proceso más simple, tabulado y fácil de describir en ordenador—, y posteriormente introducir alguna corrección.

²² Este matiz, originado por la asimetría de comportamiento del hormigón, no es específico de las viguetas, afectando a las vigas tanto planas como de descuelgue, a las que también le son aplicables las consideraciones que siguen en cuanto a redistribución y plasticidad. Como en la práctica, con canto constante, las diferencias de momento entre las diferentes combinaciones de luz, son menores que las ambigüedades del modelo, una buena práctica es proyectarlas todas para momentos decididos arbitrariamente para que en los tramos más solicitados los momentos de ambos signos no sean muy diferentes.

Con sección constante²³ los momentos negativos son generalmente mayores en valor absoluto que los positivos, lo que unido a que, también generalmente, la capacidad resistente o brazo de palanca es algo menor, conduce a armaduras congestionadas sobre los apoyos. Si los momentos negativos disminuyen, las armaduras están más igualadas, la solución constructiva se simplifica, e incluso la repercusión total de armadura baja algo.

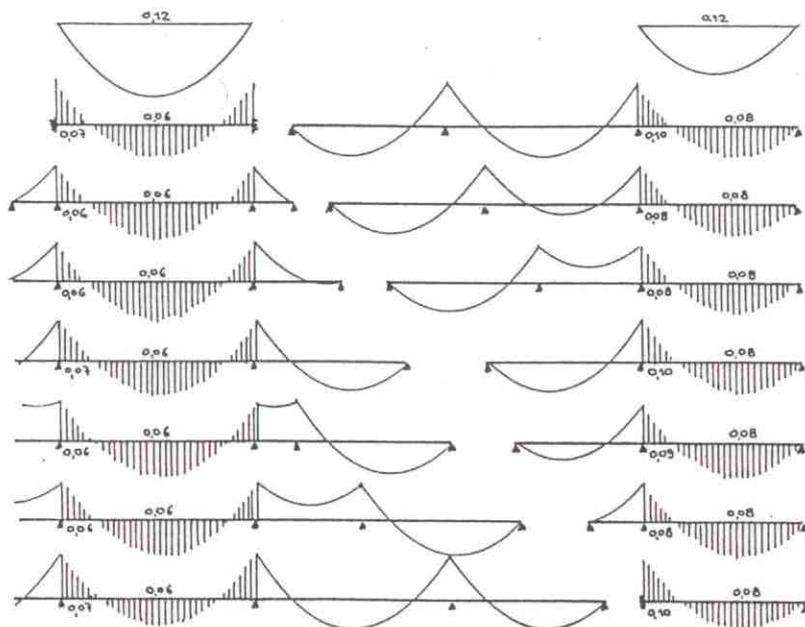


Figura 18. Solicitaciones redistribuidas hasta con 15%

Por ello se permite, o más bien se aconseja que, tras el cálculo de solicitaciones —que se supone se hace con sección constante— se proceda a redistribuir momentos, rebajando los negativos, en vigas (EH-88, art 52.1) hasta un 15% del momento negativo —aumentando consecuentemente el posi-

²³ El proceso programado, para una viga de n tramos (con o sin voladizos en los extremos), con sección y carga q uniformes, y luz L , se reduce, sin redistribución a:

$$\begin{aligned} &\text{Hacer } a(0)=0, b(0)=1, c(0)=0, d(0)=0 \\ &\text{Hacer } \text{mom.dcho}(n)=\text{mom.vol.dcho}, \text{mom.ixdo}(1)=\text{mom.vol.ixdo} \\ &\text{Para } i \text{ de } 1 \text{ hasta } n-1: \quad a(i) = d(i-1) - a(i-1) * L(i) / b(i-1) \\ &\quad \quad \quad \quad \quad \quad b(i) = 2 * (L(i) + L(i+1)) - L(i) * c(i-1) / b(i-1) \\ &\quad \quad \quad \quad \quad \quad c(i) = L(i+1) \\ &\quad \quad \quad \quad \quad \quad d(i) = q(i) * L(i)^3 / 4 + q(i+1) * L(i+1)^3 / 4 \\ &\text{Para } i \text{ de } n \text{ hasta } 2: \quad \text{mom.ixdo}(i) = (d(i-1) - a(i-1) - L(i) * \text{mom.dcho}(i)) / b(i-1) \\ &\quad \quad \quad \quad \quad \quad \text{mom.dcho}(i-1) = \text{mom.ixdo}(i) \end{aligned}$$

vo—, y en forjados (EF-88, art 6.2) sin llegar²⁴ a que los positivos superen a los negativos, lo que se denomina redistribución total o plastificación. Con una redistribución de hasta un 15% del momento máximo se puede conseguir en la práctica generalidad de los casos igualar momentos positivos y negativos; en algunos casos muy particulares, los de luces desproporcionadamente diferentes o exactamente iguales, hay que llegar a un 30% para ello.

Debe entenderse que las opciones son o no redistribuir o redistribuir cualquier cantidad dentro del margen citado, independientemente en cada extremo de barra y en cada hipótesis de carga. Nótese que, en principio, la redistribución no escamotea momentos: sólo los reparte de manera diferente, ya que lo que se quita de un sitio aparece en otro; la cantidad teórica total de armadura varía sólo ligeramente con la redistribución.

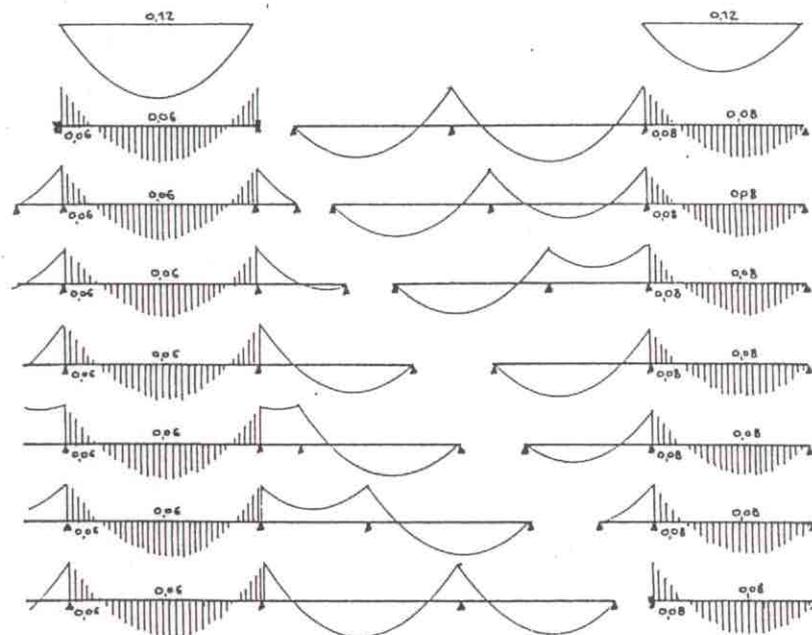


Figura 19. Solicitaciones con redistribución total

El carácter variable de la redistribución hace que no se pueda hablar con propiedad de qué momentos hay, sino sólo de con qué momentos se calculan las armaduras, ya que el análisis de una viga continua no da lugar a un único resultado, sino a varios posibles dentro de un margen.

²⁴ La posibilidad de redistribuir tiene condiciones. Para las vigas sólo se puede llegar al 15% si la parte comprimida de la sección no supera el 45% de la altura. En forjados, la redistribución total implica, como se comprueba más adelante, algunas precauciones sobre momentos mínimos positivos y negativos en los puntos que el método deja con poca sollicitación.

En forjados, el procedimiento de variar los momentos procedentes del análisis hasta -casi- igualar los momentos negativos y positivos, se traduce en la práctica en la desaparición del análisis como tal, con toda la parafernalia de términos de rigidez, reparto, Cross, matricial, etc, o lo que es lo mismo, y mucho más importante, en que los resultados son independientes de las secciones de las piezas, sin que sea preciso rehacer el cálculo al cambiarlas -salvo por la posible incidencia del peso propio, ya comentada-.

La determinación directa de momentos en forjados se puede abordar con el trazado inmediato de los diagramas de momentos, aprovechando todas las posibilidades de redistribución, que, no sólo es lo más sencillo, sino como se verá luego, además es lo más aconsejable, económico y eficaz. En esencia el proceso es:

1. Se calculan los momentos *isostáticos* de cada tramo, de valor $qL^2/8$ para carga uniforme, incrementando $0,5 \cdot Qa^2/L$ si hay cargas puntuales, siendo a la distancia de la carga Q al extremo más cercano.

2. Se calculan los momentos de valor fijo en los extremos de la viga. Si hay voladizo, el momento de éste, igual al del extremo del tramo sucesivo, es de valor $qL^2/2$ para carga uniforme, más QL si hay carga puntual en extremo. Si no hay vuelo se considera momento nulo.

3. Se preevalúa el momento *plástico* de cada tramo que queda por calcular, igualando lo más posible el isostático entre positivo y negativo, a saber:

a- si los momentos de ambos extremos están sin definir, el momento plástico es la mitad del isostático, para carga uniforme, $qL^2/16$.

b- si está definido el momento de un extremo, el plástico se obtiene igualando el positivo y el negativo que falta; para carga uniforme, si en un extremo está definido el momento M el momento plástico M_p vale $qL^2/4 \cdot (2 - \sqrt{2+4M/qL^2})^2$; para el caso de tramo apoyado-continuo, es $M=0$ y $M_p = 0,09 \cdot qL^2$. En general:

M/qL^2	0,00	0,02	0,04	0,06	0,10	0,14	0,20	0,30	0,50
M_p/qL^2	0,09	0,08	0,07	0,08	0,05	0,04	0,03	0,01	0,00

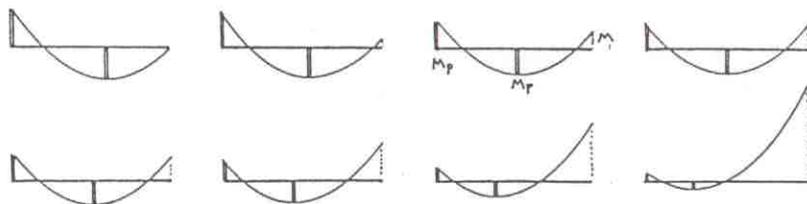


Figura 20. Igualación de momentos

c- si están ya definidos los momentos en los dos extremos no hay momento plástico que valga: el momento positivo viene forzado por los negativos de los extremos. Para carga uniforme el momento positivo máximo es, aproximadamente $qL^2/8 - M_1/2 - M_2/2$.

4. Se busca cuál es el momento plástico "máximo" de entre todos los tramos preevaluados. Se calcula ese tramo, definiendo un momento en los extremos que faltan y un positivo de vano igual a su momento plástico.

5. Se vuelve al punto 3 de nuevo hasta que no queden tramos que calcular.

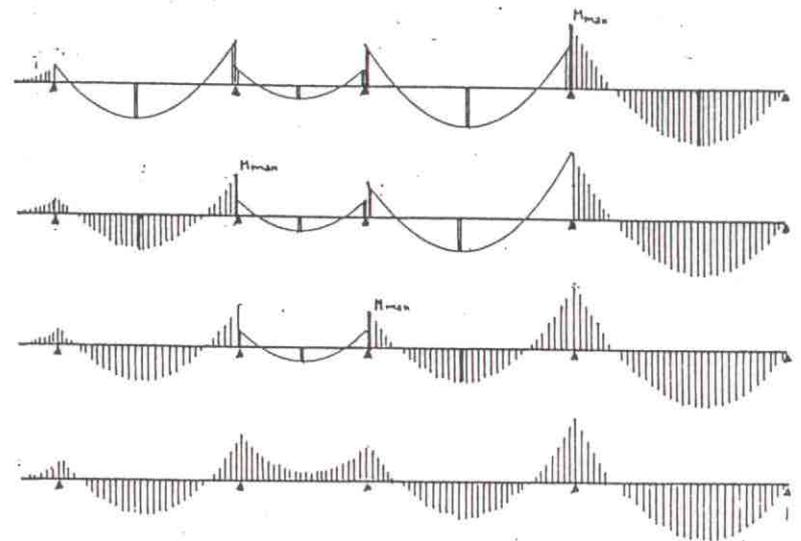


Figura 21. Diagrama con redistribución total

El proceso es fácilmente implantable en ordenador o calculadora programable²⁵. En donde se dice *igualando lo más posible* ha de entenderse que

²⁵ El proceso programado, para una viga de n tramos, con o sin voladizos en los extremos -en este último caso asignando momentos pequeños pero no nulos-, con sección y carga uniforme, se reduce al de los momentos sobre los nudos interiores $mom(i)$ con el procedimiento:

Hacer $mom(1)=mom.vol.izdo$, $mom(n+1)=mom.vol.dcho$, resto $mom(i)=0$
Cálculo:

```

mom.max = 0
Para i de 1 a n: mom.plas = 0
Si mom(i)=0 y mom(i+1)=0 entonces mom.plas = q(i)·L(i)²/16,
si no, si mom(i)=0 y mom(i+1)>0
entonces mom.plas = q(i)·L(i)²·[2-sqr(2+4·mom(i+1)/(q(i)·L(i)²))]/4
si no, si mom(i)>0 y mom(i+1)=0
entonces mom.plas = q(i)·L(i)²·[2-sqr(2+4·mom(i)/(q(i)·L(i)²))]/4.
Si mom.plas > mom.max entonces mom.max = mom.plas, tran = i

```

se debe tomar siempre algo mayor el momento negativo que positivo, aunque no es recomendable nunca que lo llegue a duplicar.

2.2.4 Análisis simplificado tramo a tramo

La posibilidad de redistribución total del forjado permite un cálculo simplificado por tramos. Comparando los momentos plásticos de cada tramo, éstos se pueden ordenar de mayor a menor. Para los tramos dominantes, los de mayor momento plástico, el diagrama de momentos de cálculo es simplemente el que resulta de igualar momentos positivos y negativos; para carga uniforme los tramos interiores $qL^2/16 = 0,06 \cdot qL^2$ y para los extremos aproximadamente $qL^2/11,5 = 0,09 \cdot qL^2$. (Si hay voladizos los valores son los indicados en el punto 3 del proceso del apartado anterior)

Los tramos menos solicitados se deben calcular *descolgando* sus momentos isostáticos de los momentos plásticos del tramo colindante. Para estos tramos secundarios no es seguro prolongar simplemente la armadura negativa de los colindantes con la misma longitud, ya que en el dominante los momentos disminuyen mucho más rápidamente.

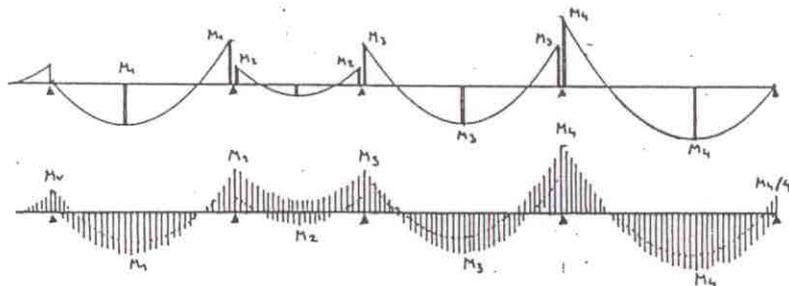


Figura 22. Diagramas tramo a tramo.

Este es el procedimiento que sanciona como simplificado EF-88 (art 6.2). No obstante, y por seguridad, se señala que se debe tomar, para el trazado de los momentos positivos —en tramos extremos— el mínimo valor posible de momento en voladizos, para negativos, al menos un momento cuarta parte del de vano, y mantener siempre como momento mínimo de vano el plástico de cada tramo. Estas precauciones suelen venir cubiertas por otras provenientes del canto o armado mínimos, por lo que las diferencias

Mientras mom.max <> 0
 Si mom(tram)=0 entonces mom(tram)=mom.max.
 Si mom(tram+1)=0 entonces mom(tram+1)=mom.max.
 Hacer "Cálculo"

prácticas entre este método simplificado y el continuo redistribuido son, en general, imperceptibles.

Los tipos básicos de tramos serían los siguientes:

-Voladizo: con sólo momentos negativos, para carga uniforme un máximo de valor $qL^2/2$.

-Aislado: apoyado en extremos, con momentos sólo positivos, y máximo igual al isostático, para carga uniforme $qL^2/8$.

-Extremo: apoyado en un extremo y continuo en el otro. También se puede considerar así el que sea continuo con un voladizo que pueda dar como mínimo el momento plástico negativo del tramo, para carga uniforme $qL^2/11,5$.

-Interior: continuo en ambos extremos, o continuo con voladizos que den en cualquier hipótesis un momento superior al plástico del tramo en cuestión, para carga uniforme $qL^2/16$.

Esta clasificación puede resultar muy grosera para, del lado de la seguridad, identificar cada uno de los tramos de una viga real. Para conseguir un cálculo más afinado se podrían utilizar tipos intermedios. Si los anteriores proceden de considerar momentos extremos nulos o igualados con los positivos, otros tipos intermedios podrían ser:

-Aislado con voladizo: tramo apoyado en ambos extremos con un pequeño voladizo que da al menos la mitad del momento positivo restante del tramo.

-Aislado con dos voladizos, tramo apoyado con dos pequeños voladizos como los del caso anterior.

-Extremo con voladizo: continuo con un pequeño voladizo idem.

Con esta clasificación, el cálculo de cada tramo interior de una viga continua o tren de forjado se limita a tomar el tipo que más se aproxime, en función del momento mínimo que puede existir en cada extremo, comenzando por los voladizos y siguiendo por los tramos más solicitados, que para carga uniforme, serían:

Tabla 4. Momentos plásticos de cada tipo de tramo, carga uniforme

Tipo	M_1/M	M_2/M	M_1	M	M_2
A Aislado	0	0	0	$0,12 \cdot qL^2$	0
AV Aislado voladizo	0	1/2	0	$0,10 \cdot qL^2$	$0,05 \cdot qL^2$
AI Idem dos voladizos	1/2	1/2	$0,04 \cdot qL^2$	$0,08 \cdot qL^2$	$0,04 \cdot qL^2$
EA Extremo	0	1	0	$0,09 \cdot qL^2$	$0,09 \cdot qL^2$
EV Extremo con voladizo	1/2	1	$0,03 \cdot qL^2$	$0,07 \cdot qL^2$	$0,07 \cdot qL^2$
I Interior	1	1	$0,06 \cdot qL^2$	$0,06 \cdot qL^2$	$0,06 \cdot qL^2$

Como sobre cada apoyo interior uno de los dos momentos de los tramos que concurren en él será mayor que el otro, la armadura negativa dominante, procedente del de mayor sollicitación, deberá prolongarse más de lo que pide el diagrama del tramo menos sollicitado. El apéndice 1 presenta tablas de cálculo con este planteamiento para viguetas armadas.

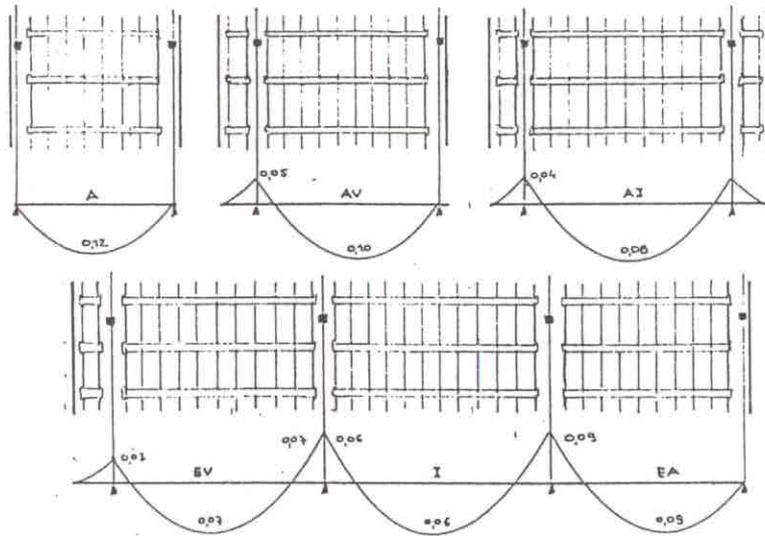


Figura 23. Tipos de tramo

2.2.5 Redondeo de solicitaciones

Si se ha tomado como luz la distancia entre ejes de vigas, las solicitaciones obtenidas en apartados anteriores sólo son representativas de los momentos positivos en vano. Como la reacción de apoyo en la viga no es puntual —las viguetas se apoyan y descargan en todo el ancho de la viga—, los diagramas reales suavizan los picos de momentos, dando lugar en esta zona a solicitaciones diferentes.

En los apoyos en continuidad sobre vigas interiores este redondeo da lugar a disminución de momento negativo, con un máximo en el eje de viga, equivalente al teórico sin redondear en un punto intermedio entre la cara y el eje de la viga. Para reproducir su valor con el sistema simplificado tramo a tramo, los momentos deben obtenerse con la luz medida a ese punto; si el cálculo se hace como viga continua es recomendable redistribuir con algo más de momento negativo que positivo, para que el redondeo no los desnivele en sentido contrario.

En las vigas extremas el redondeo da lugar a un alargamiento de la gráfica de momentos, sin mayor importancia, en principio, que la que se deriva de la necesidad de un cuidadoso anclaje.

En todo caso, si el soporte donde apoya la viga tiene un ancho mucho menor que ella o los ejes de ambas piezas no coinciden, la situación se altera en sentido contrario en la zona próxima al soporte. En efecto, en la viga interior, el redondeo implica que la viga transporta la carga repartida en todo su ancho. Antes o después la carga debe entrar en el soporte, de manera que la transferencia de carga de una a otro significa que, en las

proximidades del soporte, los momentos del forjado son superiores, reapuntando el redondeo anterior, (EF-88, art 6.2 com). Es decir que todo lo que se ha quitado a las viguetas por redondeo, hasta el momento flector correspondiente al punto de la cara del soporte, debe añadirse de nuevo a las viguetas próximas a él²⁶. Sea visto como armadura adicional en algunas viguetas, o como armadura complementaria transversal de las vigas, (como hace NTE-EHV-1985, Cálculo.3), lo cierto es que la armadura negativa en la dirección de las viguetas debe ser diferente en derredor de los soportes²⁷.

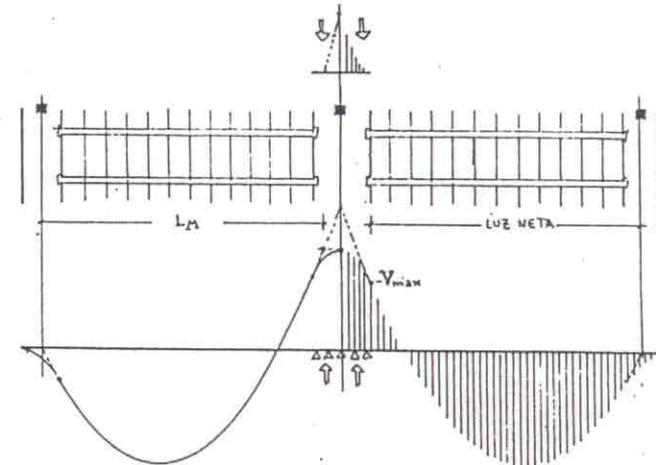


Figura 24. Diagramas redondeados

En las vigas excéntricas, como por ejemplo las de borde, la transferencia de carga desde el eje de la viga al soporte puede hacerse con momento negativo, si el soporte tiene suficiente rigidez y resistencia para ello, o con más momento positivo. En este último caso resulta admisible y casi recomendable utilizar como luz la medida a eje de soporte en vez de a eje de viga, asignando algo más de resistencia positiva a cada vigueta.

En el caso de soportes de esquina de plantas altas es casi seguro que sólo se pueda resolver la excentricidad entre soporte y viga con incremento de momento positivo.

²⁶ La solución de considerar para todas las viguetas el mismo momento, aunque sea el correspondiente a la cara del soporte, no es la más correcta. Este tema se trata en detalle más adelante.

²⁷ Esta cuestión es habitualmente ignorada por los programas de cálculo de forjados que disponen armadura constante, y que a veces no saben dónde están y qué sección tienen los soportes. Los programas de cálculo de vigas, usualmente de pórticos, tampoco tienen en cuenta la diferencia de tamaño de vigas y soportes, aun cuando sea un dato de entrada, y en todo caso ignoran la posición o descentramiento relativos. En general los programas suponen las barras lineales sin dimensión para considerar el equilibrio del nudo; las dimensiones de sección las utilizan únicamente para pasar de sollicitación a armaduras.

2.2.6 Redistribución óptima

NOTA: El estudio de este apartado puede esperar, en una primera lectura, a la del de cálculo de armaduras.

El carácter opcional de la redistribución hace que sea muy difícil explotarla con éxito²⁸. En general se usa con propósitos que podrían denominarse *estéticos*. Por ejemplo para conseguir que el número de armaduras sea par, o la misma que en otro tramo de luz parecida, o que no se tenga que utilizar un diámetro de armadura diferente del ya decidido para el tramo anterior, etc; la importancia práctica de la redistribución es que elimina congestión de armaduras sobre los apoyos, igualándola con la que debe existir en los vanos.

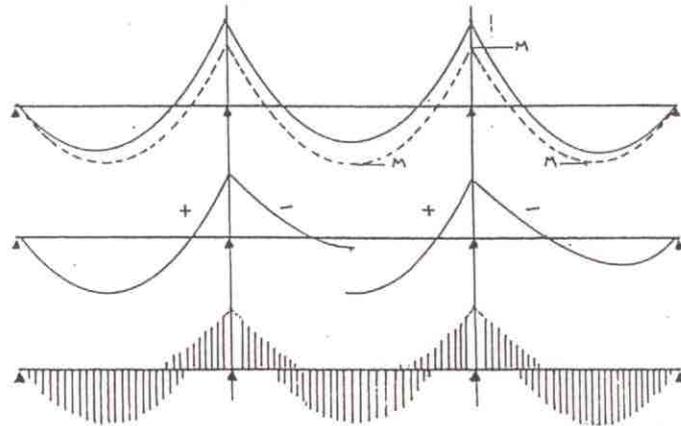


Figura 26. Redistribución con alternancia

Pero con mucho, el aspecto más rentable para redistribuir en edificación corresponde al ajuste de armaduras. En forjados²⁹ la densidad de carga, sollicitación, y consiguientemente armadura, es pequeña. Cada vigueta

²⁸ El tema de la redistribución es de muy difícil programación. Muchos programas se limitan a aplicar machaconamente el mismo valor en todos los puntos, o a preguntar al usuario qué valor desea. El aprovechamiento eficaz de esta posibilidad implica obtener qué redistribución sería la mejor en cada extremo, a tenor del contexto de cómo quedan las armaduras de otras vigas de la planta, o de otras plantas, para optimizar el redondeo de armaduras, el número de ellas, la longitud resultante, etc, unificando y mejorando la solución constructiva de la obra. La exploración del contexto es empresa poco programable; en este campo un calculista astuto gana normalmente a un programa.

²⁹ Los criterios de este apartado, como los de los anteriores, no son exclusivos de las viguetas, y pueden, casi sin restricción aplicarse también a vigas. Los programas comerciales no son en general tan astutos, procediendo a importantes sobredimensionados de armadura sin mejorar las ventajas constructivas.

debe armarse con pocas armaduras de pequeño diámetro. Si la sollicitación no coincide exactamente con una armadura determinada debe cubrirse con la siguiente. Dada la enorme repercusión y extracosto de hacerlo en todas las piezas, la tentación es utilizar una escala tupida de combinaciones extrañas, para el caso de viguetas armadas, mezclando barras de diferente diámetro, por ejemplo $\phi 8$, $2\phi 6$, $\phi 6 + \phi 8$, $1\phi 10$, $3\phi 6$, $2\phi 8$, $\phi 10 + \phi 6$, $\phi 12$, $\phi 10 + \phi 8$, $3\phi 8$, $2\phi 10$, etc. Una serie así da lugar a complicaciones constructivas, origen de múltiples errores, y a que la planta armada sea poco inteligible.

De aceptarse que la redistribución puede hacerse con un margen variable, lo mejor es utilizar esa opción para igualar, por ejemplo, el momento inferior a la resistencia de una de las viguetas de una serie limitada de ellas. En el caso de armadas podría ser las formadas por una celosía base, de $2\phi 6$, suplementando sólo con $\phi 6$, $\phi 8$, $\phi 10$, $\phi 12$, $2\phi 10$, $\phi 16$, $2\phi 12$ o $3\phi 12$. Para el caso de viguetas pretensadas se podría asimismo crear una serie de no más de 6 u 8 opciones, con las que también se podría ajustar *exactamente* la sollicitación a la resistencia.

Con este sistema además se podría forzar a que viguetas parecidas tuvieran en obra la misma composición, difícilmente inspeccionable, factor importante para un buen control y seguridad de la obra. Nunca es recomendable la existencia de viguetas de igual o parecida longitud con armadura o composición diferentes, por los errores a que puede dar lugar.

Aun ajustando exactamente la resistencia a momentos positivos, queda pendiente el ajuste del resto del momento isostático, en forma de momento negativo. Pero aquí juega ahora el margen de redondeo y reapuntamiento. Dado que el reparto uniforme de la sollicitación en las viguetas de un paño es una cuestión convencional, (EF-88 art 7.2), y que en la realidad es mayor sobre los soportes, también se puede hacer un ajuste exacto, disponiendo armadura variable, el promedio redondeado por defecto en todas ellas, más el resto como ajuste fino en las próximas a los soportes. Otra alternativa (EF-88, fig 7.2-d,3) es disponer una armadura uniforme, no enfrentada con las viguetas, traduciendo el momento total del paño a un número indeterminado, pero alto, de armaduras, lo que facilita un ajuste igualmente fino. No obstante esta última solución sólo es recomendable en voladizos, ya que, aunque mantiene la resistencia, reduce la ductilidad, factor clave de la seguridad del forjado.

Si es preciso calcular el forjado para una gama variada de hipótesis, por ejemplo las provenientes de la alternancia de sobrecargas, lo más aconsejable es manipular la redistribución para conseguir sollicitaciones lo más parecidas posibles entre todas ellas. En general, ya que la alternancia tramo a tramo aumenta los momentos positivos, lo mejor es tomar la hipótesis de carga total con la mayor redistribución posible, y la alternante tramo a tramo con la menor³⁰, aunque ello no impedirá que se alargue la zona sometida a ligeros momentos negativos. La hipótesis de dos tramos cargados y dos descargados —menos usual, ya que no es habitual que haya tantos—, produce un ligero apuntamiento de momento negativo máximo, poco perceptible, pero inevitable aun redistribuyendo al máximo. En casos especiales quizá sea preferible redistribuir al máximo esta hipótesis, no tanto la de carga total, y lo menos posible la alternante clásica.

³⁰ Este razonamiento es el que permite liberar de la condición de alternancia a los casos de sobrecarga ligera, como son las cubiertas y las viviendas.

2.2.7 Acción horizontal

NOTA: El contenido de este apartado puede saltarse en una primera lectura, pasando directamente a cómo se obtienen los cortantes y al cálculo de viguetas y armaduras

En edificación es raro no tener que considerar acciones horizontales. En general es el viento, y en ocasiones —salvo en las dos mesetas— además el sismo. Aun en situación urbana amparada por edificaciones colindantes es preciso suponer que éstas pueden desaparecer transitoriamente, y es necesario confirmar que la edificación sobrevive a ello. La acción de viento es pequeña, —del orden de 100 kp por m² de fachada cubre la práctica generalidad de los casos—, pero conceptualmente importante, ya que un edificio calculado estrictamente sólo para carga vertical, podría desmoronarse al menor sople o empujón.

Con estructuras de nudos rígidos, como son, en general, las de edificación sobre soportes aislados, la acción horizontal significa cortantes y momentos en los soportes y consecuentemente momentos en los elementos horizontales que los conectan³¹. Es habitual la consideración de colaboración soportes y vigas para ello. Lo que no lo es tanto es hacerlo con las viguetas.

Si todos los paños de viguetas son paralelos, a primera vista podría pensarse que cuando el viento actúa en dirección perpendicular a las vigas no encuentra estructura resistente³². En ese supuesto se considera que las viguetas es como si no existieran, y se proyectan unas vigas y pórticos transversales específicos a viento. Pero como lo más práctico es que las vigas sean planas, lo que se disponen es unos —incorrectamente— denominados *zunchos*, del mismo canto que el forjado, mucho menos rígidos y resistentes que él, calculados como si toda la acción horizontal fuera a gravitar sobre ellos. Si se disponen entre todos los soportes es posible, pero, si sólo se hace en los laterales de la edificación no es cierto: ante acción horizontal todos los soportes desploman y todos los elementos del piso se ven involucrados, y si no hay otra cosa, las viguetas, al menos las enfren-

³¹ La mayoría de los programas saben sólo analizar pòrtico a pòrtico, debiendo el usuario determinar de la acción horizontal total que actúa sobre el edificio, la que afecta a cada uno de ellos. Como dicha fracción depende de la deformabilidad de cada pòrtico, un cálculo riguroso debe tratar al conjunto de todos ellos como una sola estructura. El modelo más simple es suponerlos enlazados unos tras otros en cada nivel por codales ficticios, modelo que es correcto sólo si hay simetría. Existen algunos programas, denominados de tipo *espacial*, que compatibilizan el desplome en planta, pero sin tener en cuenta exactamente la rigidez del plano del forjado, suponiendo en vez de éste, unas vigas secundarias, paralelas a las viguetas, flexibles en el plano de planta, modelo, que aunque es más complicado, no es muy realista, ni especialmente recomendable.

³² En rigor, la situación con vigas planas puede ser inversa, con mayor rigidez en la dirección de las viguetas. En esta dirección, cada soporte encuentra, auxiliado por el ancho de la viga plana, la colaboración de tres o cuatro viguetas, lo que, debido a su separación, involucra la totalidad de la capa superior de hormigón entre ellas. En la dirección de las vigas el soporte sólo está enlazado por una sección de ancho total en ocasiones del mismo orden que el de cuatro viguetas, y con la colaboración de una zona más exigua de la capa superior a cada lado. Y aunque la inercia de esta sección de viga sea superior a la de las viguetas, en muchos casos la luz vuelca definitivamente la rigidez del lado de las segundas.

tadas con los soportes³³ son las que sufren las solicitaciones debidas a dicha acción.

Disponer, entre soportes, elementos de hormigón convencional paralelos al forjado, no es conveniente por dos razones. Primera, porque introducir más pies forzados para modular la planta es condenarla a más macizados y peso, y consecuentemente costo. Segundo, porque ante acción horizontal lo que aparecen son fundamentalmente más momentos negativos, quedando los positivos más o menos inalterados, y si se van a disponer vigas transversales, valen las mismas viguetas, dado que todo lo que hay que hacer es dotarlas de armadura superior adicional.

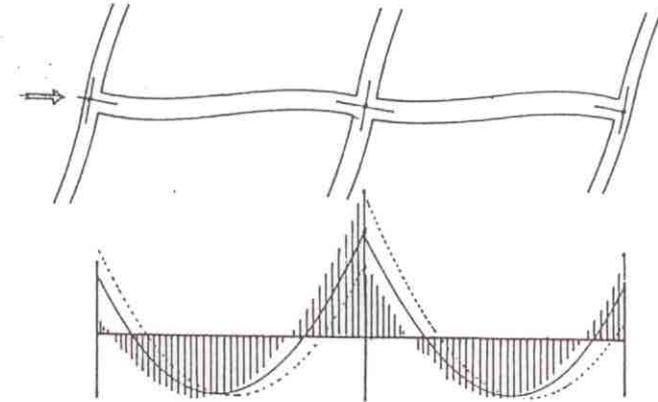


Figura 27. Solicitaciones por acción horizontal

Es preciso no olvidar que la consideración de acción horizontal tiene, según normas, una bonificación de la seguridad, de manera, que, en la práctica hay una franquicia de tres o cuatro plantas, por debajo de las cuales la acción horizontal no produce peores solicitaciones ni demanda más sección o armadura que la hipótesis de acción vertical. Y aun por encima de dicha altura, el crecimiento de tamaño de los soportes, al menos cuando son de hormigón, supone una reducción de la luz neta, que contrarresta, y en muchas ocasiones, anula por completo los aumentos de solicitación debidos a acción horizontal.

En cualquier caso, en todo lo que se traduce de ordinario la acción horizontal sobre el forjado es en más solicitación de momento en los extremos y consecuentemente en armadura negativa en torno a los soportes,

³³ No es usual que los programas de cálculo de edificios manejen la existencia de un forjado, y tampoco que los que calculan forjados tengan en cuenta posición de soportes y acción horizontal. Debido a la bajísima rigidez a torsión de las vigas, un procedimiento para simular el forjado es suponer que entre todos los pilares hay vigas ficticias, —no importa mucho la sección— y posteriormente asignar a las viguetas inmediatas a los soportes las solicitaciones o armaduras que se deriven de ello. Si los soportes están al tresbolillo, resulta más difícil reproducir mediante estas vigas ficticias el comportamiento del forjado como elemento superficial.

lo que exagera las diferencias de armadura superior de unas viguetas a otras del mismo paño, conduciendo claramente a que ésta se concentre aún más en dichos puntos.

2.2.8 Esfuerzos cortantes

De acuerdo con los apartados anteriores, el máximo cortante se debe medir justo en el borde del aligeramiento, a la entrada de la viga o macizada. En rigor el cortante máximo es ligeramente superior en el eje de la viga, pero contando con la enorme ampliación de sección resistente se puede suponer que saldrá siempre mejor parado. Desde el punto de vista del cálculo tramo a tramo, es como si, para el cortante, la luz fuera la neta entre caras de vigas.

En un cálculo simplificado³⁴, para carga uniforme se puede tomar como cortante máximo el valor qL en voladizos; $0,4qL$ y $0,6qL$ en tramos extremos y $0,5qL$ en tramos interiores y aislados. Si hay cargas puntuales, éstas incrementan el cortante en $Q \cdot a/L$ y $Q \cdot b/L$ en los extremos a distancias b y a respectivamente, en tramos sustentados en los dos extremos, y Q en los vuelos. La luz L para estos cálculos se puede medir siempre al borde de la viga, zuncho o zona macizada; aunque si el ancho de viga es variable se puede tomar un sólo valor de luz³⁵ para todo el paño.

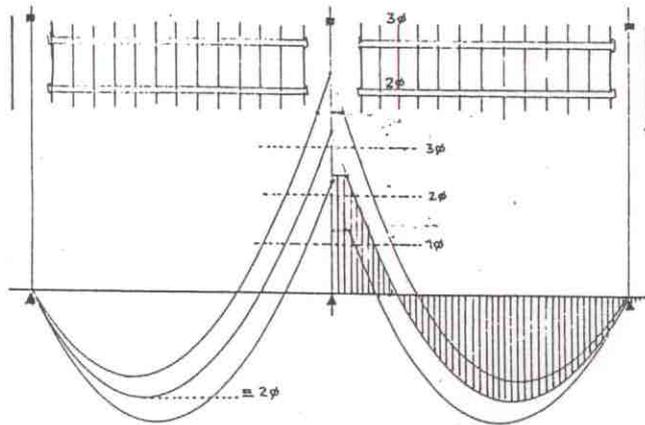


Figura 25. Redistribución óptima

³⁴ Tanto en vigas como en viguetas, no está bien establecido si el cortante debe deducirse de las gráficas de momentos flectores que realmente existen, de las redistribuidas o de las plasticadas. En la práctica las diferencias son imperceptibles, aunque, dado el carácter frágil de la rotura a cortante es preferible ser cauto. En todo caso no son deseables cálculos minuciosos.

³⁵ Si se considera acción horizontal soportada por la colaboración de viguetas y pilares, los cortantes en extremo de las situadas en torno a éstos son mayores. En este supuesto es importante tomar para las viguetas implicadas la luz neta real, correspondiente al ancho exacto de la viga en cada punto, lo que convierte en muy recomendable su ampliación en torno a los soportes.

2.3 CALCULO DEL FORJADO

Por cálculo se entiende aquí el proceso de determinar secciones aptas para soportar los efectos de las solicitaciones, que son fundamentalmente tensiones y deformaciones. Las solicitaciones de momento exigen viguetas o armaduras longitudinales suficientes, y las de cortante nervios de suficiente ancho o bien armados. Y, además, aunque todas las secciones posean suficiente capacidad resistente para el momento pésimo que deben soportar, el conjunto puede ser demasiado deformable.

Algunos de estos problemas se pueden cubrir sólo con aumentos de armadura, aunque si es excesiva o antieconómica puede ser preferible cambiar el diseño y comenzar de nuevo; si es preciso cambiar la sección de hormigón es ineludible volver el principio reevaluando acciones y solicitaciones.

2.3.1. Cálculo a momento

2.3.1.1 Armadura longitudinal

La evaluación de la capacidad resistente a momento de las viguetas se rige por un modelo bien establecido desde hace años, por ejemplo momento tope, parábola rectángulo, o rectángulo equivalente

No obstante, el tipo peculiar de sección, muy diferente de la rectangular, permite formulaciones particulares sumamente sencillas, aunque diferentes según sean las viguetas, —armadas o pretensadas—, y el signo del momento, —positivo o negativo—.

a) Viguetas armadas, momento positivo

En momentos positivos el cálculo de las viguetas armadas es muy simple. Por ejemplo, para tramo aislado el momento máximo positivo para carga uniforme es $qL^2/8$, y el canto aislado el momento máximo positivo para carga por nervio será del orden de $0,7 \cdot 0,7 = 0,5$ t/m. La capacidad mecánica de sólo la capa superior de hormigón, de 4 cm, y un hormigón, por ejemplo H-175, que soporta con seguridad³⁶ tensiones equivalentes uniformes de

³⁶ El hormigón H-175 tiene una resistencia característica de 175 kp/cm². La resistencia de cálculo, con minoración (EH-88 cuadro 31.1) de 1,5 es $175/1,5 = 116$ kp/cm². Teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad (cuadro 31.2) de valor 1,6 —denominado coeficiente de ponderación de acciones— la tensión segura es $116/1,6 = 72$ kp/cm². Con esta tensión se puede calcular el hormigón sin tener que ponderar acciones, tomando las cargas directamente con los valores sin mayorar de la tabla 3. Debido al fenómeno de que las tensiones varían de unas fibras a otras, para considerar un bloque a tensión uniforme hay que tomar de acuerdo con EH-88 (art 28.8.b) un factor reductor de 0,85 resultando una tensión segura equivalente de $72 \cdot 0,85 = 62$ kp/cm². En soportes, teniendo en cuenta la reducción de 1,1 por hormigonado vertical (art 28.5) y la excentricidad mínima

hasta 62 kp/cm², sería de $70 \cdot 4 \cdot 62 = 17.360$ kp = 17,4 t. La distancia entre centro de gravedad de compresiones y tracciones es h-4cm, que con canto del orden de 22 cm supone $18/22 = 0,8$ h. El momento resistente será pues, en metros y toneladas $17,4 \cdot 0,8$ h. Comparando el momento actuante con el resistente con la capa superior, resulta que, en viviendas, basta esa capa hasta incluso luces de valor $L = 17,4 \cdot 0,84 \cdot 8 / 0,5 \cdot 22 = 10$ m, que en la práctica es tanto como decir que siempre.

En tramos interiores el momento previsible es mucho menor, hasta $qL^2/16$, y aunque el canto con relación a la luz pueda disminuir, hasta L/30, la conclusión es la misma, ya que la capa superior basta hasta para luces de valor $L = 17,4 \cdot 0,84 \cdot 16 / 0,5 \cdot 30 = 16$ m. Aun para cargas dobles que las de vivienda sigue el hormigón comprimido sin invadir³⁷ el nervio.

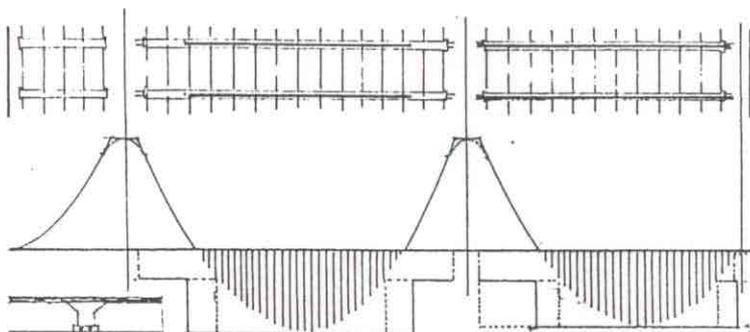


Figura 28. Armadura inferior de viguetas

La conclusión es que para momentos positivos raramente trabaja más que una ligera fracción de la capa superior, por lo que la capacidad mecánica de la armadura inferior de las viguetas armadas se puede obtener simplemente dividiendo el momento entre una distancia como $z = 0,95 \cdot (h-r)$ siendo r el recubrimiento a la armadura, y el área de armadura como cociente de capacidad mecánica y resistencia del acero, es decir:

$$A_{inf} = M_{pos} / 0,95 \cdot (h-r) \cdot f_s \quad [1]$$

(art 38.3) que supone otra nueva reducción de 1,15 queda sólo una tensión segura a sección completa de 50 kp/cm². Téngase en cuenta que para alcanzar una resistencia característica de 175 kp/cm² la mínima rotura de probetas debe ser del orden de 200 kp/cm², lo que significa que la media debe andar por 225 kp/cm².

³⁷ Y aunque lo hiciera el margen adicional es muy pequeño, ya que el nervio sólo puede trabajar rentablemente (EH-88 art 38.2, dominio 3), en su mitad superior, aportando una sección y resultante mucho menor que la de la capa superior, y además con un brazo de palanca menor.

Si se toman las cargas —y momentos— sin mayorar, el valor de f_s para acero AEH-500 es³⁸ de 2,8 t/cm²; —si se usan cargas mayoradas se debe utilizar para f_s la resistencia de cálculo del acero—. Si el canto del tramo en cuestión es inferior al mínimo por flecha, la sección necesaria de armadura se obtiene multiplicando el valor estricto por resistencia por la relación entre el canto mínimo y el escogido.

Contando con que la armadura básica de las viguetas suele ser 2ø6, con 0,56 cm² de sección, la armadura se debe traducir a alguno de los tipos como los de la tabla siguiente.

Tabla 5. Armadura inferior de viguetas

Área de acero (cm ²)	0,56	0,84	1,08	1,34	1,68	2,12	2,58	2,80	3,92
Armado	2ø6 +	-	ø8	ø8	ø10	ø12	2ø10	ø16	2ø12
Prolongación (cm)	-	15	15	20	25	20	30	25	25

Si la traducción del lado de la seguridad a alguno de los tipos anteriores supone un aumento excesivo, siempre es posible, —como se indicaba en el apartado de redistribución óptima— reducir el momento positivo hasta lograr un ajuste perfecto, aumentando correlativamente el momento negativo, de acuerdo con el diagrama procedente de las cargas y las condiciones de extremo. Basta pues el repertorio de tipos de la tabla 5 para conseguir un buen ajuste.

Para la mayoría de los propósitos no es necesaria una armadura mayor, por vigueta, que 3ø12, y diámetros mayores pueden no cumplir adherencia, anclaje o recubrimiento. Si en algún caso se necesita más, lo recomendable es disponer un intervalo menor entre nervios o pasar a nervio doble, pero eso sí, recalculando cargas y sollicitaciones, ya que varía el peso propio.

La armadura de montaje (2ø6) viene en toda la longitud de la vigueta. Unos fabricantes la dejan asomando, —los denominados *palos*—, y otros la interrumpen antes, colocando como saliente una armadura elevada como asa o *pata*. Las demás deben tener una longitud que cubra el momento que resiste la sección parcial, más el desplazamiento (EH-88 art 39.1.3.3.2) que, contando con que la celosía tiene barras alternativas, puede suponerse nulo, más el anclaje reducido, para el que puede tomarse el valor de la tabla 5. Pero además debe llegar hasta el extremo, cuando éste tiene momento positivo —apoyo sin continuidad—, la armadura mínima por fragilidad, que, según EF-88, art 4.3, para canto 18 cm es al menos un ø6 adicional a los 2ø6 de la vigueta, para canto 22 cm un ø8, para 28 cm un ø10, y para 35 cm un ø12. Además, —según EH-88 art 40.1, y como recuerda EF-88 art 7.1— debe llegar hasta el extremo apoyado la tercera parte de la armadura total de vano, y hasta el interior la cuarta parte, lo que significa casi sistemáticamente,

³⁸ El acero AEH-500 posee una resistencia característica de 5.100 kp/cm², que con una minoración (EH-88 cuadro 31.1) de 1,15 da lugar a una resistencia de cálculo de $5100/1,15 = 4.434$ kp/cm²; la consideración de un coeficiente de seguridad (cuadro 31.2) de 1,8 conduce a una tensión segura de valor igual a $4434/1,8 = 2.771$ kp/cm².

que, cuando hay dos armaduras de refuerzo, una llega hasta el extremo.

En todo caso es recomendable disponer la armadura simétrica dentro de la vigueta, ya que está oculta, y además sería muy complicado que las viguetas guardaran mano. Como la longitud depende de muchos factores, lo usual es que el fabricante tenga prevista sólo una serie limitada de valores, adoptando para cada caso la que se ajuste más, (véase Apéndice 1). En general, en tramos extremos todas las armaduras resultan ser de longitud igual a la total.

La armadura saliente, en apoyos extremos de viga de borde, debe (EF-88, art 7.1) traspasar el plano de estribos una longitud como para anclar una tracción de valor igual al cortante, lo que en viviendas con 6,0 m de luz y $2\phi 6$ significa del orden de 12 cm. Con más carga o luz se necesitan longitudes proporcionalmente mayores.

En apoyos interiores con momento negativo la norma obliga a un anclaje de la armadura inferior, a partir de la desaparición de las bovedillas como para una tracción mitad del cortante, aunque no queda claro que en rigor es un anclaje a compresión. La justificación de este precepto es oscura, y en forjados con vigas planas conduce a no pocos problemas constructivos.

b) viguetas pretensadas, momento positivo

Las viguetas pretensadas operan de manera muy diferente. En un sentido pueden verse como viguetas armadas con acero de muy alta resistencia —en vez de 5.000 kp/cm² llegan hasta 18.000 kp/cm²—. Como tantísima tensión daría lugar a muchísima fisuración, —muy peligrosa al resultar además las armaduras muy finas—, éstas se pretensan. Con ello se consigue traspasar las tensiones al hormigón, y el conjunto es, más que un acero traccionable, un hormigón que puede descomprimirse; pero como la capacidad de descompresión es justamente³⁹ la tracción transferida por el acero, la capacidad a tracción inferior es, como siempre, la capacidad resistente del acero.

Para llevar las tensiones transferidas al hormigón se necesita un material muy resistente —se utiliza hormigón de 350 kp/cm² y hasta de 400 kp/cm²— necesariamente muy bien dosificado, controlado y curado al vapor. Y aun con este hormigón, la sección necesaria es muy grande, resultando en principio un centro de gravedad de la zona traccionada muy elevado y por tanto un brazo de palanca bajo. Por ello, los diseñadores de este tipo de piezas procuran concentrar la armadura y el pretensado en la parte inferior, aprovechando todas las posibilidades de descentramiento que se puedan. La norma EF-88 (art 5.2) permite una mayor excentricidad que la EP-80, ya que consiente hasta tracciones en la cara superior de la vigueta,

³⁹ En rigor el hormigón al comprimirse se acorta, y ello produce acortamiento del acero y destensado del mismo, lo que se denomina *pérdidas* del pretensado. Pero, al menos para cálculos de resistencia última no hay tales pérdidas, ya que tras la descompresión total del hormigón, se puede seguir traccionando el acero hasta su total resistencia, aunque ello signifique fisuración para el hormigón. El hormigón pretensado puede verse así como un acero de altísima resistencia que no ocasiona en el hormigón una fisuración pareja, ya que viene a obra precomprimido. Si el ambiente es muy agresivo —marino o industrial—, es discutible contar con la fase fisurada y el cómputo de las pérdidas es importante.

cara tapada por el hormigonado posterior.

Pero en todo caso no tiene sentido que cada usuario calcule la vigueta o el pretensado necesarios, siendo más interesante hacer los cálculos una sola vez, pretabulando los resultados. Aunque es obligado para todos los tipos, tanto armadas como pretensadas, es en estas últimas donde se justifica plenamente las fichas de características o tablas de Autorizaciones de Uso, obligatorias como documentación técnica para comercializar viguetas.

En estas fichas (ver Apéndice 2), se ofrecen directamente los valores de momento resistente para elegir la vigueta a partir de la sollicitación de momento flector, función de carga y luz. En general los resultados aparecen además por metro de ancho del forjado, por lo que ni siquiera es preciso hacer los cálculos a partir de la carga por intereje, lo que facilita la comparación de las distintas soluciones.

Por otro lado el valor de fichas está *en cálculo*, lo que quiere decir que hay que obtener las sollicitaciones mayorando las cargas, o, alternativamente, dividir los valores de fichas por el coeficiente de seguridad, de ordinario 1,6.

Dado que el corte de las viguetas pretensadas es recto, no es posible imbricar los pelos con los estribos de las vigas, debiendo o hacerlo directamente con la vigueta o disponer bastones anclados en ambos elementos. De una manera o de otra la solución con este tipo de piezas, sobre todo en los apoyos extremos con vigas planas, es de cierta complejidad y de poca fiabilidad, lo que las hace menos recomendables que las armadas.

c) armado negativo

El cálculo de la armadura ante momentos negativos es igual para piezas armadas o pretensadas, ya que el efecto del pretensado es nulo en los primeros decímetros de vigueta. En cualquiera de los casos hay que aplicar el modelo, por ejemplo el parábola rectángulo, a una sección que si bien no es perfectamente rectangular se le aproxima mucho. En la práctica la sección del nervio de un forjado típico se comporta a momentos negativos como con un ancho entre 8 y 15 cm.

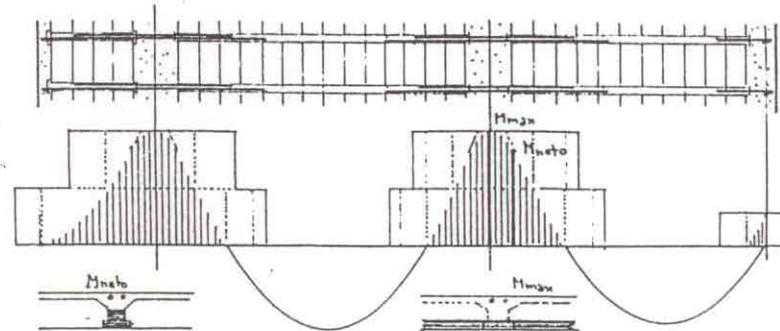


Figura 29. Armadura superior

El cálculo de la armadura necesaria hay que hacerlo al menos en dos secciones: una en el borde del forjado junto al macizado de la viga. En ese punto no se alcanza el momento máximo, pero sí el mayor para la sección aligerada. El momento máximo se produce al eje de la viga, con un valor que, teniendo en cuenta el redondeo en su ancho, casi coincide con el que correspondería a una luz intermedia entre la neta y la a ejes de viga. Contra el incremento de momento en este segundo punto juega, con mucha ventaja, el que la sección es maciza, típicamente de 70 cm de ancho por intereje, con una altura igual al canto del forjado; pero no es fácil determinar de antemano cuál de los dos valores decide la armadura.

En el segundo punto, y por los motivos ya vistos para el caso de momentos positivos, la armadura se puede obtener a partir de un brazo de palanca del orden de $0,95 \cdot (h-r)$. Para el primero la cuestión es menos clara. Si el momento fuera muy pequeño se podría operar con un brazo de palanca similar; si es mayor, el brazo de palanca disminuye, aunque, como no es posible que la parte comprimida alcance a más de la mitad de la altura, el brazo tampoco puede disminuir por debajo de $0,75 \cdot (h-r)$. Aunque no sea muy exacto, tantear con un brazo como $0,85 \cdot (h-r)$ da buenos resultados, sobre todo porque luego la sección necesaria hay que traducirla por exceso⁴⁰ a un número definido de armaduras. Por ello se puede poner:

$$A_{sup} \geq M_{max} / 0,95 \cdot (h-r) \cdot f_s \quad A_{sup} \geq M_{neto} / 0,85 \cdot (h-r) \cdot f_s \quad [2]$$

Esta armadura, igual que sucedía en momentos positivos, hay que multiplicarla por la relación del canto crítico por flecha al real si éste es inferior, para controlar la flecha. La sección obtenida se debe ajustar a una, o mejor dos, armaduras por nervio, por ejemplo a alguno de los tipos siguientes:

Tabla 6. Armadura superior sobre nervios

Area de acero (cm ²)	0,3	0,5	0,8	1,0	1,3	1,6	1,9	2,2	3,3
Armado	ϕ6	ϕ8	ϕ8+ϕ8	2ϕ8	ϕ8+ϕ10	2ϕ10	ϕ10+ϕ12	2ϕ12	3ϕ12
Prolongación (cm)	15	20	20	20	25	25	30	30	30

Si el ajuste del lado de la seguridad a alguno de los tipos anteriores supone un incremento excesivo, se puede hacer algo para ajustarse más exactamente, como se adelantaba en el apartado de redistribución óptima. Como la armadura es incluso mejor que esté concentrada en torno a los soportes, una posibilidad es obtener la sección total teórica de un paño completo, —operando con toda la carga, la uniforme más las localizadas sobre los nervios dobles,—, contar exactamente el número de viguetas, —que son siempre una o dos más de las teóricas—, asignar a cada una el armado por defecto más próximo al necesario, y la diferencia total prorratarla como armaduras complementarias, del mismo diámetro a disponer en las proximida-

⁴⁰ Esta conclusión no es exclusiva para viguetas. En las vigas ordinarias de edificación también se pueden calcular las armaduras necesarias a partir de estimaciones simples del brazo de palanca.

des de los soportes. Otra posibilidad es redondear el total de acero teórico de un paño en un número de armaduras que no tenga nada que ver con el de nervios y disponerlas luego uniformemente repartidas en todo el ancho sin preocuparse de si caen o no encima de viguetas.

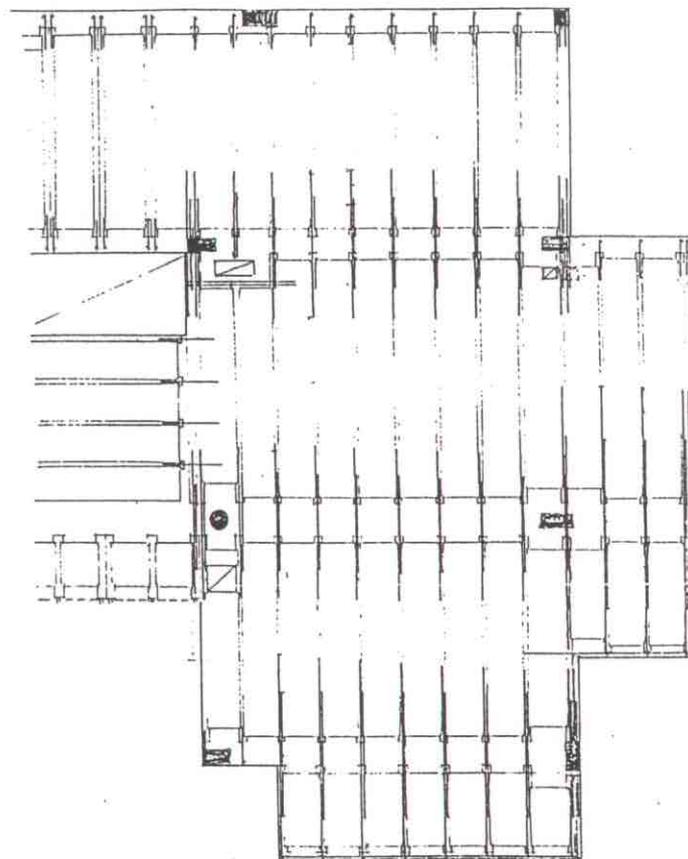


Figura 30. Planta tipo de armadura superior

En las Autorizaciones de Uso deben figurar los valores de momentos resistibles con cada combinación de armaduras, tanto en la sección aligerada como en la maciza, para compararlos con los de los dos puntos antes mencionados.

Las armaduras deben tener una longitud tal que cubran holgadamente la zona en que son presumibles momentos no resistibles sin ella⁴¹, teniendo en cuenta un desplazamiento y anclaje, que contando con el mallazo obligado, puede ser el indicado en la tabla 6.

En los extremos sin momento, las reglas de análisis exigen prever resistencia como para una tracción igual al cortante, o un momento negativo cuarta parte del positivo del vano, con barras ancladas en el canto.

La utilización del diámetro $\phi 16$ es improbable sobre viguetas de edificación, y plantea problemas delicados de anclaje, sobre todo en los extremos. La utilización de diámetro $\phi 20$ debe estar proscrita⁴².

2.3.1.2 Armadura de ábaco

Como se ha indicado en el apartado de redondeo, las viguetas y armaduras obtenidas con las solicitaciones anteriores no permiten solucionar todo el traslado de las cargas en el forjado en la dirección de las viguetas. Aunque el error es despreciable en caso de vigas de canto, en el caso de vigas planas es importante, y frecuentemente lo olvida el calculista del forjado creyendo que es algo de la viga y el de la viga creyendo que es algo que compete al forjado⁴³.

La carga que las viguetas depositan repartida en el ancho de la viga, antes o después debe acabar en el soporte. En el caso de la viga de canto tal problema es residual; en las vigas planas, con soportes mucho más pequeños, la transferencia desde la periferia de la viga al soporte es importante, dando lugar a una flexión y armaduras local en la misma dirección que las de las viguetas, en las proximidades de cada pilar. Puede comprobarse ahora que la armadura total del paño se corresponde con una luz que no es tan pequeña como la neta a caras de viga o la redondeada a medias de viga, ni tan elevada como a ejes de viga, sino más exactamente con la luz a caras de soporte.

Pero tomar el momento máximo de todas las viguetas a cara de soporte no es seguro, ya que aunque hay suficiente resistencia en conjunto, la armadura no se dispone donde se necesita, y para que el forjado llegue a

⁴¹ Como las longitudes abarcadas por los momentos negativos son diferentes según se consideren los momentos reales, los redistribuidos o los plastificados, resulta preferible una longitud convencionalmente segura a realizar cálculos pretenciosamente exactos sobre bases endebles.

⁴² Esta prevención vale asimismo para vigas. El $\phi 20$ exige en la parte superior de un forjado o viga, y de acuerdo con EH-88, art 40.3, un anclaje de al menos 90 cm, lo que por doblado en el canto sólo puede hacerse con vigas o forjados de al menos 60 cm de canto. El $\phi 25$ es claramente de uso imposible en extremos de plantas de piso de edificios, ya que su anclaje alcanza hasta 125 cm, lo que exige cantos de más de 80 cm para hacerlo con seguridad.

⁴³ Por esto la práctica de calcular por un lado las viguetas y por otro las vigas, siendo en ocasiones programas distintos, incluso calculistas distintos, debe rechazarse. El hecho de que en muchas ocasiones los armados de las vigas se representen en alzado indica que el programa o calculista no entiende el ancho real de la viga y no ha tenido en cuenta lo que se comenta en este apartado. El forjado debe entenderse como el conjunto de vigas y viguetas y no como uno sólo de los dos elementos.

resistir la carga de cálculo, debe plastificar allí donde falta armadura y esperar que vengan en su ayuda los puntos donde sobra, lo que puede significar deformaciones y fisuraciones intolerables, —además, como los soportes pueden tener sección o posición diferentes, no es fácil definir qué es su cara, por lo que esta consideración debe ser local para cada uno de ellos—. Calcular la armadura con el momento a caras de soportes conduce a una armadura suficiente, pero incorrectamente distribuida si se dispone uniformemente; sobra en muchos sitios y falta en otros. Lejos de los soportes no se necesita más de la calculada en el apartado anterior, pero en las proximidades del soporte se necesita concentrar toda la diferencia entre medir la luz de una manera y de la otra.

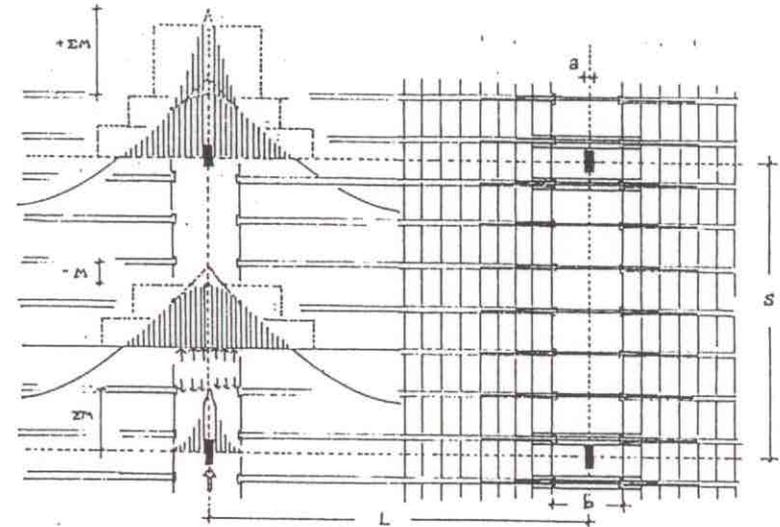


Figura 31. Refuerzo transversal en el ábaco

Esta cuestión viene recogida en una escueta nota en EF-88, último párrafo de los comentarios al artículo 6.2. La NTE-EGV lo estudia como armadura transversal de vigas, paralela pues a las viguetas, armadura denominada *complementaria*. En cualquier caso es imprescindible para la seguridad de la obra.

Para un forjado de luz entre ejes L , viga de ancho b , y soporte de ancho a , en un paño de ancho s entre soportes, las viguetas se calculan para una luz media $L-b/2$. Por tanto, suponiendo redistribución total, son capaces de soportar momentos de valor $q(L-b/2)^2/16$ trasladando la carga $q(L-b/2)/2$ al centro de media viga. La carga total del tramo, de valor $q \cdot s \cdot (L-b/2)/2$ debe llegar a la cara del soporte, lo que significa un vuelo de valor $(b-a)/4$. El momento no cubierto aún por armadura alguna tiene el valor $q \cdot s \cdot (L-b/2) \cdot (b-a)/8$.

Por ejemplo un forjado para 5 m de luz entre ejes de soportes, con vigas de 60 cm de ancho, supone poder calcular las viguetas para una luz de 4,7 m. Con una carga de $0,7 \text{ t/m}^2$ los momentos con los que se calculan las armaduras por metro de ancho son de $0,7 \cdot 4,7 \cdot 4,7/16 = 0,97 \text{ mt}$. Cada metro

de ancho de forjado entrega en la viga $0,7 \cdot 4,7/2 = 1,65$ t. Si entre soportes hay 6 m de distancia, en cada uno se concentran 9,87 t. Si el soporte tiene 25 cm de lado, el vuelo de la reacción es de 0,09 m lo que significa un momento de valor 0,89 mt, lo que supone que hay que duplicar la armadura de viguetas en un metro alrededor del soporte.

2.3.1.3 Nervios adicionales

Independiente de que el cálculo de las viguetas y armaduras superiores se haga por nervio, por metro, o para un paño completo, conviene confirmar que bajo una carga local, como sucede cuando existe un muro paralelo a las viguetas, hay suficiente resistencia.

Una vez decidido el tipo de las viguetas del paño —y es recomendable no cambiarlo en los nervios adicionales, para evitar confusiones en obra—, debe calcularse el complemento de momento para cubrir la sollicitación de forjado más muro en el nervio bajo él, y, mediante las mismas reglas anteriores, la armadura superior correspondiente, a poder ser con el mismo diámetro y longitud usados en el resto del paño.

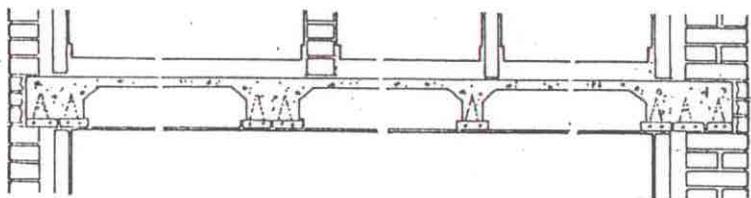


Figura 32. Dobles y triples viguetas

En la práctica, una doble vigueta con su correspondiente armado sirve para muros de separación o de cerramiento normales. Si el cerramiento llega a tener un pie de espesor será necesario disponer hasta tres viguetas bajo él.

Si se dispone un nervio de doble vigueta para sostener un pequeño paño embrochado, no es posible concluir con carácter general cuál será su sollicitación y si será posible mantener o no el mismo tipo de vigueta, aunque siempre será recomendable hacerlo, confiando las diferencias sólo a la armadura superior.

2.3.2 Cálculo a cortante

2.3.2.1 Capacidad resistente a cortante

La comprobación a cortante —más propiamente de las tensiones tangenciales producidas por la existencia de cortante— es un tema sutil, sobre el que no hay una propuesta clara. Incluso los diferentes expertos tienen dificultad para entenderse en esta materia: unos prefieren hablar de sollicitación, otros sólo de tensiones tangenciales, otros de cortante y rasante, etc. Las formulaciones seguras en hormigón son en general heurísticas, y en algunos casos su expresión binómica ha dado en interpretarse —no muy correctamente— como colaboración del hormigón más la colaboración del acero —el transversal en forma de estribos o armaduras que enlazan la parte inferior con la superior de la viga—. El hecho de que el cortante sea máximo en el extremo de las vigas, donde se incumplen las hipótesis de barra —ley plana de deformaciones— y, en donde coexisten tensiones tangenciales con normales de valor elevado provenientes del momento negativo, hecho que se olvida con frecuencia, complica aún más las cosas.

La comprobación de las tensiones tangenciales debe hacerse en todo corte que separe la viga en dos trozos, siendo en general más peligroso el que posea menos perímetro. En secciones rectangulares los cortes obvios son los horizontales. En secciones en T los cortes del ala suelen ser muy molestos. En secciones mixtas, formadas por dos materiales yuxtapuestos, poco engarzados, es clásico estudiar el corte de la interfase entre ambos.

La expresión de las tensiones tangenciales es sistemáticamente del tipo: $\tau = k \cdot V / z \cdot p$ siendo V el cortante de la sección estudiada, z el brazo de palanca de la sección y p el perímetro del corte estudiado; el coeficiente k representa la fracción del cortante asignable al corte en cuestión; por ejemplo cortando la sección por la línea neutra, dejando todas las compresiones a un lado y todas las tracciones a otro, el coeficiente k es la unidad. Las expresiones clásicas de comprobación del cortante se expresan pues de la forma: $V < z \cdot p \cdot f_v / k$.

En forjados no es preciso distinguir si los nervios soportan los momentos con armadura pasiva —armados— o activa —pretensados—, ya que donde se produce el cortante máximo el pretensado no opera. Las diferentes soluciones de forjados, en lo que respecta al cortante, se pueden clasificar, de acuerdo con las formulaciones que exige EH-88 y EF-88, de más a menos resistentes en:

a) celosía

El caso más favorable para cortante es el de nervios con armadura transversal en estribos o celosía, incluyendo las soluciones de hormigonado total in situ y las de vigueta. La sección crítica es la horizontal menor del nervio, función del ancho de éste, y del intervalo o ángulo de la armadura de la celosía, según la expresión (EH-88, art 39.1.3.2.2):

$$V < b(h-r) \cdot f_v + 1,4 \cdot A_p \cdot f_p \cdot 0,9(h-r)/s$$

valiendo el coeficiente 1,4 para ángulos de celosía entre 35° y 55°. Para hormigón H-175, acero AEH-500 ancho de nervio $b=8$ cm, canto $h=22$ cm con recubrimiento $r=2$ cm, y celosía de $A_s = 2\phi 4$, con $s=20$ cm, la expresión anterior conduce a que el forjado soporta con seguridad⁴⁴ un cortante de hasta 1.400 kp por nervio, que en viviendas ($q=650$ kp/m²) con intereje de 70 cm permite llegar a 6,0 m de luz.

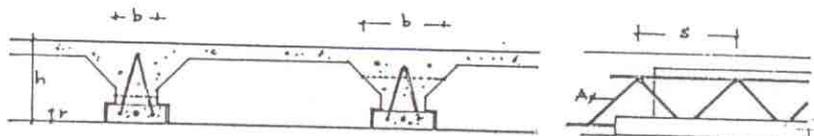


Figura 33. Cortante con viguetas de celosía

Debido a que la celosía contiene barras alternadas no es preciso comprobar el agotamiento por compresión oblicua (EH-88, art 39.1.3.2.1). Tampoco es preciso comprobar la superficie de interfase entre hormigón de suela y hormigón in situ a rasante (EF-88, art 6.3.3,c), ya que esta superficie se halla cosida, valiéndose la expresión [3].

Si la celosía no alcanza el plano de la malla superior, los cortes desde 2 cm antes del redondo superior de la celosía —que se supone que forman el anclaje de ésta (EF-88, art 6.3.3,b)—, deben comprobarse como hormigón monolítico sin armar, por tanto con las expresiones correspondientes al tipo siguiente.

b) monolítico

Como modelo de referencia conviene considerar el caso de nervios sin armadura de estribos ni celosía, hormigonados totalmente in situ, sin juntas de hormigonado. Para este tipo, para piezas en general se admite una expresión (EH-88, art 39.1.4.2.2) del tipo: $V < 0,5 \cdot b \cdot (h-r) \cdot f_v \cdot k_1 \cdot k_2$, pudiendo alcanzar k_1 el valor 1,4 y k_2 el valor 2, lo que indica que en todo caso se debe verificar que: $V \ll 1,4 \cdot b \cdot (h-r) \cdot f_v$.

⁴⁴ En concordancia con anteriores notas, el hormigón H-175 con $f_{cd} = 118$ kp/cm², tiene una resistencia de cálculo a cortante de valor (EH-88, art 39.1.3.-2.2) igual a $f_{cv} = 0,5 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 118 = 5,4$ kp/cm², lo que significa que, con una seguridad 1,8 es capaz de soportar un cortante de hasta $f_v = 5,4/1,8 = 3,4$ kp/cm². En las mismas condiciones, un hormigón H-400 alcanza sólo $f_v = 5,1$ kp/cm².

Sin embargo, con una justificación vaga —amparada por ejemplo en la sobrerresistencia de las piezas de pequeño porte, aunque el coeficiente k_1 supuestamente cubre ese aspecto—, se admite con carácter general para forjados monolíticos (EF-88, art 6.3.3) que la expresión de cálculo tiene el mismo formato pero con coeficiente 2, es decir

$$V < 2 \cdot b \cdot (h-r) \cdot f_v \quad [4]$$

lo que significa un 40% más de lo que se acepta como máximo en otro tipo de piezas. Con demostración experimental, EF-88 permite hasta un coeficiente del orden de 2,8 es decir el doble de lo supuesto para hormigón por EH-88, dependiendo del canto y de la cuantía de la armadura traccionada —relativa al ancho que se comprueba—.

De acuerdo con [4], para conseguir en viviendas, con canto 22 cm, soportar con seguridad un cortante de 1.400 kp, sería preciso un ancho de nervio de 10 cm, que es lo que en ese caso debe haber 2 cm por bajo del redondo superior de la celosía. Según estos cálculos no compensa esforzarse en ampliar la resistencia de las viguetas con celosía a base de demostración experimental.

c) cola de milano

El tipo clásico de forjados con viguetas pretensadas —por dificultades tecnológicas de incorporar armadura transversal en su fabricación— suele dar lugar a nervios sin armadura de estribos ni celosía, pero con junta de hormigonado entre vigueta y hormigón in situ en forma de cola de milano u otras de engarce similar.

Aunque haya que comprobar los cortes horizontales tanto del hormigón in situ, justo por encima de la vigueta, como del nervio estricto de la propia vigueta, en general la capacidad resistente⁴⁵ viene definida por la del perímetro de engarce entre ambos hormigones, que (EF-88, art 6.3.3) es:

$$V < 1,2 \cdot p \cdot (h-r) \cdot f_v \quad [5]$$

expresión en la que, dado que la interfase entre ambos hormigones no puede ser capaz de soportar más de lo que resiste el hormigón peor de los dos, se toma para f_v el valor correspondiente al hormigón in situ, y para p el perímetro de engarce entre ambos —despreciando (EF-88, art 6.3.1) las zonas por bajo de un ancho de paso de 2 cm—. Como el corte justo sobre la vigueta tiene también parte de interfase entre ambos hormigones, la fragilidad de la rotura rasante y el no engarce por ese corte obliga a considerar en él la misma formulación, lo que en la práctica conduce a diseños de bovedilla que dejan anchos de nervio sobre la vigueta del mismo tamaño que el perímetro de engarce.

⁴⁵ La formulación se basa en suponer que la unión entre ambos hormigones es rugosa, frente a la de tablón del apartado siguiente que lo supone lisa. Aunque en ocasiones las caras laterales de esta solución no sean muy rugosas, el hecho de que tengan engarce en cola de milano, impida su despegue y pérdida de rozamiento, por lo que se supone para todas —convencionalmente— el mismo coeficiente.

A pesar de la bonificación que supone [5], que confiere tanta resistencia como EH-88 asigna a piezas monolíticas, estos forjados salen generalmente malparados; el nervio habitual no sobrepasa 12 cm de perímetro de engarce —o, con el mínimo de 3 cm a ambos lados de la vigueta (EF-88, art 4.1), el mismo ancho sobre ella— lo que con un hormigón H-175 y canto 22 cm le permite un cortante seguro de 1.000 kp. Dicho valor permite en viviendas llegar sólo a 4,5 m de luz, dando lugar a relaciones luz a canto mucho menores que las deseadas, y a forjados de más peso, costo, etc.

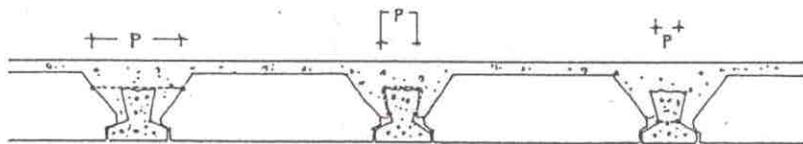


Figura 34. Cortante con viguetas en cola de milano

En general, para utilizar las relaciones luz a canto rentables, (véase tabla 1), incluso en viviendas, de regirse el cortante por la fórmula [5], serían necesarios nervios de dos viguetas cada 70 cm, o alternativamente utilizar bovedillas cóncavas, que dejen al menos 5 cm de engarce y ancho a cada lado de la vigueta. En cualquier caso ambas alternativas pesan⁴⁶ más de lo ordinario, disminuyendo algo más su eficacia.

Con un hormigón H-400 para la vigueta, utilizando para los cortes a su través la máxima posibilidad de la formulación de hormigón monolítico, [4], el nervio de la vigueta se puede diseñar con un estrangulamiento de valor $1,2 \cdot 3,4 / 2,8 \cdot 5,1 = 0,29$ del perímetro de engarce, del orden de la mitad del ancho superior.

d) tablón liso

La peor solución desde el punto de vista del cortante es la de disponer nervios sin estribos ni celosía, y con la junta entre los dos hormigones sin engarce, como las de simples tablonos o secciones en T convexas. En estos casos se admite (EF-88, art 6.33) una capacidad a cortante mitad de

⁴⁶ A cambio, y como se verá, el mayor volumen y resistencia del hormigón confieren a este tipo mayor indeformabilidad, lo que le deja mejor defendido ante el tema de flecha.

la del caso anterior, aplicada al perímetro de interfase, es decir:

$$V < 0,6 \cdot p \cdot (h-r) \cdot f_v \quad [6]$$

La eficacia de estas soluciones es tan baja que quedan, en la práctica, inhabilitadas para forjados. En efecto, con un tablón de incluso 20 cm de ancho de conexión, un forjado de 22 cm de canto soporta con seguridad sólo 800 kp de cortante, lo que no permite más allá de 3 m de luz en viviendas. El intento de cubrir luces mayores lleva a anchos de nervio mucho mayores, aumentando a su vez el peso, en una espiral en la que, con este tipo de pieza, no hay soluciones viables por encima de 4 m o 5 m de luz.

En rigor, sobre todo en este tipo, —pero también puede suceder con el anterior—, en régimen de momentos negativos, con forjado de canto muy superior al tablón o vigueta, la cabeza comprimida inferior puede superar la interfase entre ambos hormigones, por lo que el cortante efectivo en el corte estudiado es menor. En primera aproximación se puede tomar la relación de profundidad de fibra neutra al grueso del tablón o vigueta, quedando:

$$V < 0,6 \cdot p \cdot (h-r) \cdot f_v \cdot x^- / c \quad [7]$$

lo que permite un poco más de juego a estos tipos de forjado, pero sólo sobre los apoyos en continuidad.

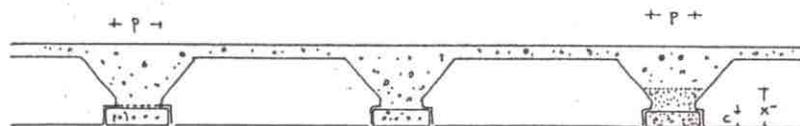


Figura 35. Cortante con viguetas de tablón

En la tabla 5 aparecen procesados los anchos mínimos de nervios con intereje de 70 cm, para cada combinación de luz, canto, carga y tipo de nervio. La carga q de 400 kp/m² no corresponde, véase tabla 4, ni siquiera al caso de cubierta; la de 700 kp/m² se corresponde con vivienda, pero sólo para anchos de nervio usuales; la de 1.000 kp/m² cubre hasta algunos casos de concurrencia elevada, pero sólo si el ancho del nervio es normal. Sobre todo con la solución de tablón, los anchos de la tabla 5 no permiten denominar la solución como forjado aligerado, y, dados los pesos resultantes, difícilmente permiten resolver con ellos las simples cargas de vivienda.

Tabla 5. Ancho de nervio y perímetro de engarce mínimo

Canto Hormigón	L / 20			L / 25			L / 30			q (kp/m ²)
	H250	H200	H175	H250	H200	H175	H250	H200	H175	
Tipo de engarce	-	-	-	-	-	-	-	-	-	400
Celosía	1	1	1	5	5	5	8	9	10	700
2φ4/20 AEH500	7	8	8	12	13	14	17	19	20	1000
Monolítico	4	5	5	5	6	8	8	7	7	400
sin estribos	7	8	8	9	10	10	11	12	12	700
	10	11	12	13	14	15	15	17	18	1000
Cola de milano*	7	8	8	8	9	10	11	12	12	400
sin estribos	12	13	14	15	18	17	18	19	21	700
	17	19	20	21	23	25	25	27	29	1000
Tablón liso*	13	15	18	17	19	20	20	22	24	400
sin estribos	23	25	27	29	32	34	35	38	41	700
	33	38	39	42	45	48	50	58	80	1000

Ancho de nervio o perímetro de engarce en cm.

* para extremos apoyados (sin continuidad)

Como puede comprobarse, para la resistencia a cortante, la variable más importante tras del ancho del nervio o perímetro de engarce, es la esbeltez del forjado. Pasar a más canto aumenta la resistencia a momento y el peso propio, y suele resultar más costoso, pero puede salvar una situación de cortante delicada. La variable de resistencia del hormigón juega muy poco; aun la máxima variación posible —de H175 a H250— apenas significa una variación de ancho o perímetro de uno o dos centímetros por vigueta, lo que justifica la decisión tomada en el apartado 1.6 de proyectar los forjados con el hormigón de menor resistencia posible.

De acuerdo con la formulación propuesta, la solución más aconsejable es la de forjados con engarce por celosía —la práctica totalidad de los de viguetas armadas—, que pueden resolverse con nervio simple entre 6 y 10 cm de ancho y para cargas muy fuertes —superiores a 1000 kp/m²— y paños muy esbeltos con nervio de doble vigueta. La forma de la bovedilla en este tipo basta que deje a la altura de la celosía un ancho como el indicado para el tipo monolítico, en general no más de 15 cm. En la tabla 6 aparecen valores más precisos, y la relación luz a canto en que es válido cada uno.

Tabla 6. Celosías y anchos de nervio (en cm) sobre ella

Tipo de edificación	Vigueta simple s = 70 cm			Vigueta doble s = 82 cm		
	L/h=20	L/h=25	L/h=30	L/h=20	L/h=25	L/h=30
CUBIERTAS	2φ4 10	2φ4 10	2φ4 10	2φ4 20	2φ4 20	2φ4 20
VIVIENDAS	2φ4 10	2φ4 11	2φ5 13	2φ4 20	2φ4 20	2φ4 20
PUBLICO	2φ5 12	2φ5 15	4φ4 18	2φ4 20	2φ4 20	2φ4 21
CONCURRENCIA ELEVADA	2φ5 13	4φ4 17	4φ4 20	2φ4 20	2φ4 20	2φ5 23
	φ e	φ e	φ e	φ e	φ e	φ e

2.3.2.2 Rasante de ala

Debido a la forma acusada en te de los forjados, debe también comprobarse el estado tangencial en la unión del ala al nervio; como el perfil tiene generalmente un acuerdo, la sección peor es probablemente la del encuentro con el nervio. La formulación en este caso sería:

$$V \cdot b_a / s < 2 \cdot z \cdot a \cdot f_v \quad [8]$$

que para intereje $s = 70$ cm, ancho de ala $b_a = 24$ cm, viviendas, y capa a de 4 cm, da lugar a que, mientras la relación L/h no supere el valor 28 no hay problema aun con la capa sin armar; la disposición de una malla obligada o armadura de reparto (EF-88, art 4.2) que supone por ejemplo $\phi 4/25$ transversal a viguetas y $\phi 4/50$ paralelo a las mismas, de acero AEH500, en total medio kilogramo de acero por m² de forjado, cubre ampliamente los casos usuales. Que no hay problemas de tensión tangencial garantiza no sólo la colaboración total de la capa superior entre ejes de nervio a momentos positivos, sino también la disposición de la armadura superior por momentos negativos repartida en todo el ancho del forjado, y no necesariamente dispuesta con cuidado sobre los nervios.

Sólo para cargas mucho más fuertes que las de vivienda puede agotarse el ala a tensión tangencial, cuestión solucionable sin más que suponer que sólo colabora la parte de ella capaz próxima al nervio. Esta suposición obligará a una mayor profundidad de la cabeza comprimida y al recálculo de la armadura longitudinal, con un aumento, en general, imperceptible.

2.3.2.3 Ensayos a cortante

Se pueden encontrar experimentalmente (EF-88, art 6.6.3) valores más elevados de capacidad resistente a cortante que las que predicen [3] a [6], posibilitando disminuir el ancho de nervio o de no tener que disponer celosía. Sin embargo es seguro que, a igualdad de geometría, los engarces en cola de milano resisten menos que los monolíticos, y éstos que los que tengan celosía. Por otro lado la formulación para el engarce monolítico de EF-88 conduce a doble resistencia a cortante que lo que permite EH-88 para el mismo elemento, —alcanzando los de cola de milano el valor de resistencia que la instrucción EH-88 asigna a losas macizas—, por lo que las distancias con el primer tipo, el de celosía, están ya artificialmente reducidas.

De encontrarse experimentalmente que los forjados en cola de milano soportan cortantes más elevados, habría que corregir asimismo los monolíticos, la formulación general de EH-88, y, en consecuencia, la resistencia del engarce con celosía, que, a igualdad de geometría, tendría que dar valores muy superiores. Lo paradójico es que existen resultados experimentales con engarces sin celosía que permiten deducir capacidades resistentes a cortante de valor superior al doble del especificado por la instrucción EH-88 para nervios totalmente contruidos in situ, cuya formulación parece haber sido bien contrastada.

Desgraciadamente no se sabe cuál es la variable que opera y en unos casos el cortante de agotamiento coincide con la formulación [3] a [6] y en otros sale mucho más. Ensayar cada combinación de carga, luz, armado, canto, signo de momento, etc, es irrealizable. Tomar como válidos sin más algunos

resultados equivale en ocasiones a adoptar para la interfase entre dos hormigones más resistencia que la correspondiente a cortante para cualquiera de ellos, cosa difícilmente creíble.

Los ensayos clásicos a cortante, —para que no se produzca antes el fallo a momento—, se suelen hacer con cargas muy próximas al extremo apoyado. Cuando se alcanza la rotura por algún fenómeno derivado del cortante —como rotura por cortante, agrietamiento oblicuo, despegue de armadura, rasante, o rotura de anclaje extremo—, el momento en dicha sección suele ser inferior al de agotamiento. Y al contrario, cuando se rompe por ensayo a flexión, no se producen valores elevados de cortante. Dado que sería deseable hacer las dos comprobaciones independientemente, es preciso garantizar que el valor de cortante último puede soportarse aun en presencia del momento asimismo de rotura. Eso significa que no puede ensayarse haciendo simplemente crecer la carga hasta fallo. Sólo se puede garantizar el cortante que se haya alcanzado para el momento de rotura; si se desea probar con más cortante es preciso disponer otro ensayo diferente con las cargas más próximas al extremo para que se no aumente el momento. Si esta distancia es inferior a dos cantos, los resultados no son válidos, al haberse alterado el comportamiento de momento y cortante con bielas directas, y, si la carga es superior, por efecto de pinzado. Colgar la carga por abajo parece poco real y demasiado conservador. La solución más recomendable es disponer cargas repartidas en más de dos puntos para asimilar la pieza a su situación habitual.

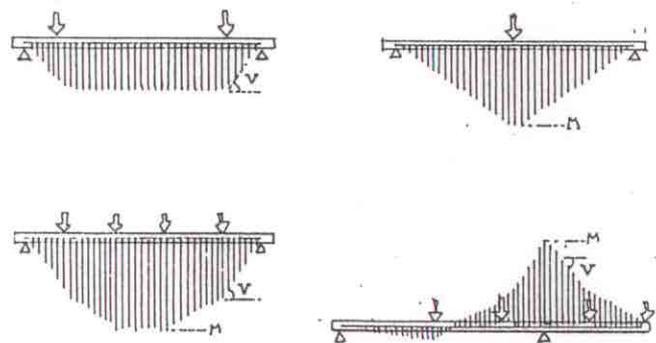


Figura 35. Ensayos a cortante y momento

En todo caso parece recomendable disponer el ensayo con al menos dos o tres viguetas y su entrevigado correspondiente, ya que no se sabe cómo colabora éste. Disponer instrumentación para medir corrimientos de rasante puede viciar el espécimen, que tiene preprovocada la rotura; pero sin hacerlo, sólo se puede instrumentalizar la flecha. En la práctica habitual, la cabeza de las viguetas está zunchada, en muchas ocasiones por la viga,

de manera que la rotura por rasante o despegue del anclaje sólo puede hacerse por rotura del zuncho, y por agotamiento de toda la longitud de la vigueta. Eso significa que el comportamiento de cortante no se resigna a ser de una sección sino de una piezas completa, razón por la que es tan escurridizo y tal difícil de medir.

Probablemente los ensayos se deben limitar a determinar cargas seguras que no producen fallo, deduciendo que si no se ha agotado, tampoco lo ha hecho por cortante, y el valor deducible para esta sollicitación a partir de la carga y luz del ensayo se debe estar soportando en todos los cortes posibles, asignándolo como valor seguro para todos ellos.

Sin embargo se tendrían que tomar como variables el signo del momento —no será lo mismo cortante en régimen de momento nulo positivo, que en régimen del máximo momento negativo—, armado y canto, aun cuando para valores de éste mucho mayores que la altura de la vigueta son predecibles resultados proporcionales a la altura total. El número de ensayos por tipo debería estar entre 2 y 6, despreciando las anomalías, y tomando, por ejemplo el valor k_N de EH-88 (art 69.3.2.b) correspondiente a una dispersión media, pero adoptando un coeficiente de seguridad adicional si la rotura es frágil. Parece razonable sospechar que los ensayos realizados para una geometría puedan ser extrapolables a geometrías análogas, lo que unido a la poca variación de los diseños de unas viguetas a otras del mercado, rentabilizaría mucho el trabajo experimental.

En este tema, sin que se ofrezca un modelo explicativo convincente, va a ser difícil extrapolar los resultados a otras geometrías, armados y cantos, por lo que, a espera de esta reformulación teórica, los nervios de viguetas sin celosía deberán aumentar a cerca del doble los valores de ancho con que se habían proyectado en los últimos años.

3. de la comprobación del forjado

Una vez obtenido el acero y definidos todos los parámetros del forjado, se puede proceder a los cálculos que lo validan definitivamente, operaciones que, como no sirven para determinar nada, puesto que no queda nada por determinar, se denominan más propiamente *comprobaciones*. Estas son básicamente las de flecha y fisuración.

De no verificarse alguna de ellas será preciso alterar algo, volviendo atrás en el proceso, por lo que es deseable que salgan todas bien. Esa es la explicación de que las conclusiones de esta parte se dirijan más bien a demostrar que las anteriores decisiones se han tomado sensatamente.

Por razones de economía de trabajo, si hay que introducir modificaciones a última hora, se prefiere hacerlas a base de aumento de acero, lo que no obliga a retroceder a la etapa de cargas ni a la de solicitaciones, aunque en algunos casos lo razonable sería variar el diseño, debiendo rehacer todo el trabajo.

3.1 LA FLECHA

Se desea que la flecha no sea excesiva por muchos motivos: porque el usuario no se sienta incómodo, porque los elementos secundarios, como albañilerías en general, no se rajen, para que sean ciertas algunas hipótesis del cálculo, y, sobre todo, para garantizar que se ha calculado lo que es de verdad la estructura resistente de una obra: su parte más rígida. Es por ello que el control de flecha difiere según la sensibilidad de la albañilería y según el tipo de obra que se trate.

En hormigón, como en madera, revisten especial importancia las componentes diferidas, que incrementan la flecha por el simple transcurso del tiempo, aun sin que aumente la carga, fenómeno más aparente en las fases tempranas del fraguado del hormigón, pero que continúa sensiblemente hasta cinco años más.

En rigor la flecha total no es importante; sólo lo es la que afecta o interfiere con la albañilería o la comodidad del usuario. La flecha debida a peso propio es indistinguible de la forma del encofrado, imposible de medir, y por tanto irrelevante a los efectos de flecha. La que hay que

acotar⁴⁷ se denomina *flecha activa* (EF-88, art 6.5.3.1) respecto a un elemento dañable, suma de las componentes instantáneas y diferidas a plazo infinito de las cargas que aparecen tras él, más la parte de las diferidas de las que aparecieron antes, o lo que es lo mismo, la flecha total, instantánea más diferida de todas las cargas a plazo infinito, menos la que se ha producido ya cuando se construye dicho elemento.

La información estructural respecto al hormigón está fragmentada. Por un lado los analistas de estructuras adoptan un modelo de material elástico, isótropo, etc, caracterizándolo por un módulo de Elasticidad, aplicable a las dimensiones brutas de la sección de hormigón, ignorando la existencia o colaboración del acero, y, aparentemente al menos, prescindiendo de cómo lo consideran luego en el cálculo de secciones, fisuraciones y flechas los técnicos que formulan estas cuestiones. Estos últimos parece que ignoran cómo se analizan las estructuras de hormigón, y actúan como si las solicitaciones fueran un dato —y, en efecto, contrastan sus propuestas con ensayos en los que dichas solicitaciones son conocidas a priori—, por lo que no tienen inconveniente en suponer que el hormigón es no lineal, no tiene módulo de Elasticidad definido, y es crucial cuánto acero hay, y dónde y cómo está dispuesto. Los calculistas que proyectan estructuras completas están abocados a una profunda incoherencia, resultado del cruce de ambas disciplinas con supuestos irreconciliables. La flecha es un caso paradigmático de ello⁴⁸. Si para el cálculo de la flecha se usan inercias y rigideces diferentes de las utilizadas para el análisis de solicitaciones, no se satisfarán las condiciones de compatibilidad geométrica de la estructura, por lo que tampoco valdrán las solicitaciones obtenidas en el análisis, a menos de producir incongruencias que afectarán muy profundamente al propio valor de la deformación.

La flecha tiene como expresión clásica general:

$$\delta = \alpha \cdot M \cdot L^2 / EI \quad [9]$$

siendo EI la rigidez de la sección y α un coeficiente que depende de la forma de sustentación y la gráfica de momentos, tomando para M un momento de

⁴⁷ La precisión de tomar como flecha sólo la parte activa de la misma surgió cuando, al cuantificar con rigor las componentes diferidas en presencia de una inercia tan baja como la fisurada, quedaban desautorizadas buena parte de las soluciones dadas por válidas en la práctica. A cambio de la complicación de añadir la parte diferida y considerar la baja de rigidez por fisuración, parecía conveniente —para que el hormigón siguiera siendo competitivo— descontar las componentes previas de la flecha. No se sabe todavía cuán fiable resulta el proceso completo, pero lo que se puede asegurar es que se complica extraordinariamente. El acero laminado ha recogido parte de esta argumentación resultando lógicamente más competitivo que antes, ya que sólo se limita una parte de la flecha total, y la flecha era, con mucha frecuencia, determinante.

⁴⁸ El otro, quizá más trascendental, es el de calcular secciones en estados límites últimos, pero para las solicitaciones obtenidas de un análisis elástico lineal. Para poder alcanzar las solicitaciones últimas en alguna sección se tiene que superar notablemente el rango elástico, reduciendo, al menos en la sección que la alcanza, la rigidez a cero. En el proceso creciente de carga para conseguir llegar a los estados límites últimos, las solicitaciones deben sufrir cambios profundos, en absoluto aumentos proporcionales en todas las secciones. El único análisis coherente con el cálculo de secciones preconizado por los expertos en este campo, es el plástico, que no está formulado en detalle para el hormigón. El objetivo del cálculo de secciones, que es garantizar que no se alcanzan determinadas situaciones implica trastocar completamente el modelo clásico de análisis. Los problemas en los que el modelo completo es coherente, tanto para este problema como para el de flecha son los denominados isostáticos, —la viga doblemente apoyada—, solución con la que no se construye en la actualidad ninguna estructura de edificación.

referencia. Por ejemplo, para viga doblemente apoyada, con carga y sección constante si se toma como referencia el momento máximo, $M_{ref} = qL^2/8$, la flecha es $\delta \approx 0,1 \cdot M_{ref} L^2 / EI$. Si la gráfica de momentos tiene otro diagrama, o la sección no es constante, la fórmula puede conservar su forma, variando convenientemente el coeficiente α de acuerdo a la sección en la que se mida el momento de referencia, M_{ref} , y el valor EI.

3.1.1 Cálculo de flecha

El procedimiento actualmente normado —aparte de una vaga remisión a algo impreciso como la *integración* de las curvaturas— es (EH-88, art 45) el de utilizar en cada tramo de viga la fórmula [9] con coeficiente α el clásico de la Resistencia de Materiales según la forma de la gráfica de momentos, rebotando todas las correcciones en el término EI, utilizando una rigidez *equivalente*, promedio de las de diferentes estados y secciones, dependiente de la variación de la sección y del estado de fisuración —inexistente, moderado o avanzado— que posea cada una.

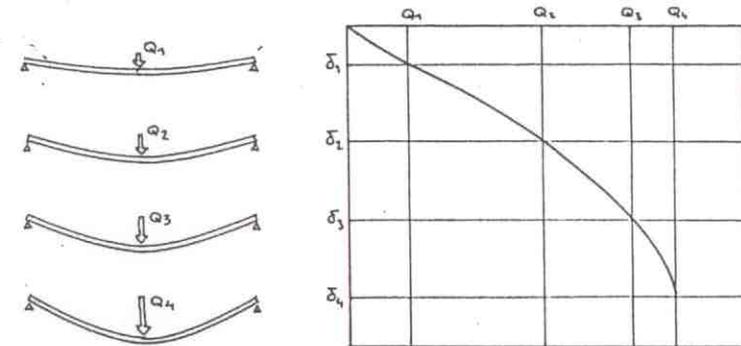


Figura 37. Etapas de cálculo de flecha

El cálculo de la rigidez equivalente⁴⁹ es más complejo de lo que parece a simple vista: no sólo es intermedia entre la bruta —sin fisurar, correspondiente a momentos muy pequeños— y la fisurada —correspondiente a momentos elevados— sino que lo es también entre la de momento positivo y negativo, y, a su vez, esta última intermedia también entre las de las dos secciones extremas. Además cada valor de los anteriores es diferente según

⁴⁹ Se prefiere utilizar la variable rigidez en vez de la inercia, que es lo que propone EH-88, ya que el comportamiento fisurado es más sencillo expresarlo en términos de acero. El procedimiento de EH-88 se establece en términos de inercia equivalente, para luego, multiplicándola por el módulo de Elasticidad del hormigón, obtener la rigidez —equivalente—. Procediendo desde el principio directamente en términos de rigidez se simplifica la formulación.

la edad del hormigón, y es preciso adoptar varios escalones de carga para reproducir correctamente el comportamiento a flecha, identificando la parte activa y la que no lo es, y teniendo en cuenta las componentes diferidas de cada escalón de carga.

El procedimiento de la rigidez equivalente supone:

1- Descomponer la historia de carga en etapas sometidas a carga constante; por ejemplo, peso propio (desde los 28 días), peso propio más tabiquería (desde los tres meses), peso propio más tabiquería más solado (desde los seis meses), y carga total (a partir del año).

2- En cada etapa obtener, para la sección central y las dos extremas:

- a- momento flector, a partir de los de cálculo, por proporcionalidad⁵⁰ con la carga.
- b- momento de fisuración, función de la edad del hormigón.
- c- inercia fisurada, función de la edad del hormigón.
- d- inercia bruta, función de la edad del hormigón.
- e- inercia equivalente, intermedia entre la total y la fisurada, de acuerdo con la relación del momento actuante al de fisuración.

3- Para cada etapa⁵¹ calcular:

- a- rigidez equivalente del tramo, intermedia entre las de sección de vano y extremos.
- b- flecha instantánea máxima⁵², función de la rigidez equivalente y de los momentos actuantes, caracterizados por el de referencia.
- c- flecha parcial por diferencia con la instantánea de la etapa anterior.
- d- flecha diferida activa, multiplicando la parcial por un coeficiente apropiado función de la duración de la carga.

⁵⁰ En rigor, si se supone que hay variación de rigidez con el tiempo es incongruente suponer que los momentos para mitad de carga son mitad de los totales. El proceso es pues convencional y si se toma al pie de la letra pueda dar lugar a paradojas.

⁵¹ Si se supone que la armadura no influye en la inercia, la rigidez total es la misma para las tres secciones, y en general lo es para las dos secciones extremas. Si se supone que con la edad no varía el centro de gravedad de la sección combinada, la inercia fisurada es idéntica para todas las etapas, la inercia bruta varía como el módulo de elasticidad del hormigón y el momento de fisuración como la resistencia a tracción, lo que permite obtener los de cualquier etapa por proporcionalidad a, por ejemplo, los valores a 28 días -simplificación propuesta para la redacción de las Autorizaciones de Uso. Aun con estas simplificaciones, el cálculo de flecha sigue siendo muy complicado.

⁵² En rigor la flecha máxima, para los tramos sustentados en ambos extremos, no sucede en su centro. Un cálculo metódico de flecha debe determinar, a partir de la gráfica de momentos, dónde se produce el máximo descenso, de acuerdo con los giros en los extremos. Dado que la gráfica de momentos es convencional, y que, según se indica más adelante- los tramos consecutivos pueden tener rigideces diferentes, más vale no intentar dicho cálculo, que pueda dar lugar a incoherencias irresolubles. Por ello en general se toma como flecha el descenso en el punto medio (EF-88, com 8.3.5.1), como si el giro allí fuera nulo. Idéntico problema puede suscitarse en un voladizo, para el que no hay una forma inequívoca de calcular el giro en el apoyo.

4- Y por fin sumar las flechas instantáneas y diferidas tras la aparición del elemento dañable, para encontrar el valor de la flecha activa. Dicha flecha activa se compara con el valor máximo⁵³ tolerable.

El proceso, a pesar de que es muy prolijo, dista bastante de estar bien definido. Sería deseable mayor concreción en: colaboración de la armadura comprimida variable en la luz, ancho equivalente de las alas en las secciones en te, historia de carga a considerar, sobrecarga de uso equivalente para efectos a largo plazo, si la flecha pertinente es la absoluta o la relativa a los extremos, si la verdadera flecha o el descenso del punto medio, cómo se averigua la posición del punto de máximo descenso, cómo se combinan y se acotan las flechas combinadas de vigas y viguetas en el plano, y, sobre todo, cuál es el factor de flecha diferida para cargas en instantes intermedios. Como la precisión de un proceso se mide por el del factor que menos lo es, este último parámetro, -multiplicador de todos los demás, y que debe elegirse de una lista con sólo cuatro opciones-, se convierte en el más trascendental.

Los apartados siguiente establecen expresiones aproximadas y cotas de cada una de las componentes del proceso de cálculo de flecha. Para una primera lectura sobre el tema, pueden obviarse, saltando directamente al de cómo hacer que la flecha sea tolerable.

3.1.2 Variables para el cálculo de flecha

La rigidez bruta corresponde a la sección total, en este caso del forjado, multiplicada por el módulo de Elasticidad del material usado como patrón, normalmente el hormigón in situ. Para una sección rectangular de ancho b y altura h la rigidez sería $EI_{bruta} = E_c \cdot bh^3/12$. Si a dicha sección se le añade un ala infinitamente grande, el centro de gravedad se corre al borde superior, resultando una rigidez cuatro veces mayor. En los forjados el ala es grande por lo que la rigidez se sitúa más cerca de este último caso, aunque dependiente de la armadura inferior -no despreciable ya que está muy alejada del centro de gravedad-, situándose por nervio entre $E_c \cdot 3,2 \cdot bh^3/12$ y $E_c \cdot 3,8 \cdot bh^3/12$; un valor que puede tomarse para cálculos simplificados es:

$$EI_{bruta} \approx E_c \cdot 3,5 \cdot bh^3/12 \quad [10]$$

Con viguetas pretensadas el ancho medio de hormigón es superior, típicamente entre 12 y 15 cm, y la cabeza pretensada traducida a hormigón in situ es considerablemente mayor que lo que indica su pura geometría, por lo que su rigidez bruta es asimismo superior. Con vigueta doble e intereje de 82 cm, el ancho de nervio se eleva a 20 cm, reduciéndose la incidencia del ala; aun así la rigidez total es, por intereje, como $E_c \cdot 2,5 \cdot bh^3/12$, que por metro de ancho significa del orden de un 50% superior a la solución con vigueta simple.

⁵³ La flecha es importante por la distorsión que crea, de manera que lo crucial es el descenso relativo a la distancia en planta. Dada la indeterminación de dónde es máxima, -lo que implicaría compararla con la distancia al apoyo más próximo- se adopta por convención la flecha en el punto medio en relación a la luz total.

Mientras los momentos flectores sean inferiores al que produce la fisuración —el alcance de la tensión de rotura a tracción— la rigidez es la bruta. A partir de ese valor, debido al proceso de fisuración, la rigidez baja progresivamente, hasta alcanzar asintóticamente la denominada rigidez fisurada de la sección. En esta situación, según la teoría de secciones es $\epsilon = y \cdot M / EI$, y refiriéndose a la fibra de la armadura, es $y_s = (h-r-x)$, y además $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$ y $\sigma_s = M / A_s z$, de modo que resulta $EI = E_s \cdot A_s z (h-r-x)$. Como tanto z como $(h-r-x)$ son fracciones —elevadas— de $(h-r)$, la rigidez fisurada se puede poner de la forma $EI_{fis} = E_s \cdot \beta \cdot A_s (h-r)^2$. En forjados, a momento positivo, al estar la línea neutra casi al borde, el valor de β se aproxima a su máximo teórico, pudiendo ponerse, también por nervio, que:

$$EI_{fis, pos} \approx E_s \cdot A_s (h-r)^2 \quad [11]$$

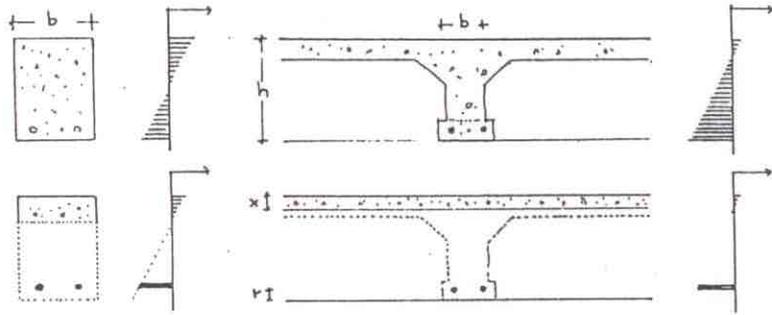


Figura 39. Deformabilidad bruta y fisurada

El punto en que comienza a influir esta rigidez es el momento de fisuración. El hormigón rompe a tracción para una tensión muy variable, cuya media —lo que interesa para un comportamiento global de toda la pieza, como es la deformación—, tiene un valor (EH-88, art 45.3) igual a $0,8 \cdot f_{ck}^{2/3}$, que para un hormigón H-175 y a 28 días resulta ser $f_{\sigma} = 25 \text{ kp/cm}^2$. Una sección rectangular alcanza esa tensión cuando el momento es $M_{fis} = f_{\sigma} \cdot b h^2 / 6$. Una sección con ala infinitamente grande lo alcanza a momento positivo cuando el momento es doble del anterior, caso al que se aproxima un forjado típico, por lo que puede ponerse, por nervio, que:

$$M_{fis, pos} \approx f_{\sigma} \cdot b h^2 / 3 \quad [12]$$

En un forjado de 22 cm de canto, con nervio simple de 8 cm cada 70 cm, el momento de fisuración por intereje, según [12] es 400 m·kp. Este forjado, en tramo interior, se usará para una luz de unos 6,5 m, lo que conducirá en viviendas a un momento para carga total de $500 \cdot 6,5 \cdot 6,5 / 16 = 1.320 \text{ m·kp}$, en situación completamente fisurada. Incluso para peso propio el momento será

ya de $180 \cdot 6,5 \cdot 6,5 / 16 = 470 \text{ m·kp}$ superando el de fisuración. Para tramo aislado la luz será de unos 5,0 metros y el momento sería $0,5 \cdot 5 \cdot 5 / 8 = 1.563 \text{ m·kp}$ con idénticas conclusiones. En resumen, en forjados el momento de fisuración positiva es escandalosamente menor que el de uso, resultando que la situación típica es de fisuración avanzada.

La baja de rigidez, fruto de la fisuración, es importante. La relación de ambas rigideces es:

$$EI_{fis, pos} / EI_{bruta} = E_s \cdot A_s (h-r)^2 / E_c \cdot 3,5 \cdot b h^3 / 12 \quad [13]$$

en la que E_s / E_c es del orden de $2100 / 250 \approx 8$; $(h-r)^2 / h^2$ está entre 0,7 y 0,8; y $A_s / b h$ se sitúa entre 0,005 y 0,020. Todo ello da lugar a que la rigidez fisurada acabe siendo entre un tercio y un décimo de la bruta. Si la fisuración es generalmente avanzada y la baja de rigidez importante el fenómeno no puede despreciarse.

Contando que, en las secciones con momento inferior al máximo, la fisuración es menos acentuada, la propuesta de rigidez equivalente es tomar una rigidez intermedia entre la bruta y la fisurada, dependiente del coeficiente $\mu = (M_{fis} / M)^2$, siendo M el momento en la sección en que es máximo. La expresión de la rigidez equivalente es, para momentos máximos superiores al de fisuración:

$$EI_{equiv} = \mu \cdot EI_{bruta} + (1-\mu) \cdot EI_{fis} \quad [14]$$

de manera que si $M \approx M_{fis}$ resulta ser $EI_{equiv} \approx EI_{bruta}$. y si $M \gg M_{fis}$ se debe tomar $EI_{equiv} \approx EI_{fis}$. En la práctica el cambio es muy rápido; para momento vez y media el de fisuración, la inercia equivalente es 30% de la bruta más 70% de la fisurada, para momento doble del de fisuración es ya 12% de la bruta más 88% de la fisurada, y para momento triple del de fisuración la inercia equivalente es 4% de la bruta más 96% de la fisurada, en la práctica igual a esta última.

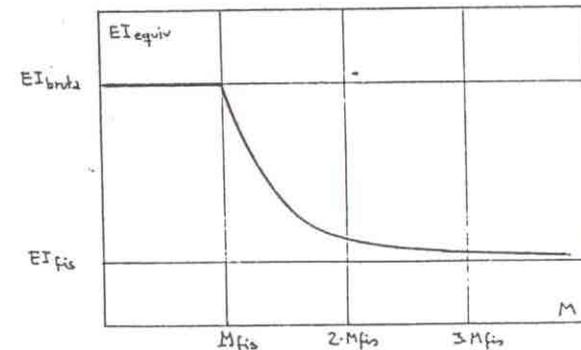


Figura 40. Variación de la rigidez

Según se ha visto, para momento positivo, en forjados el momento máximo, M , es francamente superior a M_{fis} , por lo que la rigidez equivalente será muy parecida a la fisurada. La [14] se puede transformar en:

$$EI_{equiv} = EI_{fis} + \mu \cdot (EI_{bruta} - EI_{fis}) \quad [15]$$

que se puede leer como que la inercia equivalente es la fisurada más una parte de lo que resta hasta la bruta, parte directamente proporcional al cubo de la relación del momento de fisuración al actuante. En forjados la relación es muy baja para momentos positivos y el incremento es generalmente ligero. Para cálculos simplificados⁵⁴ se puede tomar:

$$EI_{equiv, pos} \approx EI_{fis} \quad [16]$$

El procesado de la [15] da lugar a valores ligeramente diferentes según la edad del hormigón. Suponiendo que las variaciones de las características del hormigón no cambian la posición de la línea neutra, la rigidez fisurada no varía, el momento de fisuración varía como la resistencia, f_c/f_{28} , y la rigidez bruta como el módulo de Elasticidad, E/E_{28} , lo que da lugar a los valores de la tabla 7.

Tabla 7. Rigidez equivalente respecto a la fisurada

Edad	EI_{bruta}/EI_{fis}		1,0		1,5			3,0			
	M/M_{fis}		3,0	1,0	3,0	1,5	1,0	3,0	2,0	1,5	1,0
7 días	0,78	0,83	1,0	0,9	1,0	1,0	1,1	1,0	1,1	1,2	1,7
14 días	0,88	0,89	1,0	0,9	1,0	1,1	1,2	1,0	1,1	1,3	2,4
21 días	0,86	0,97	1,0	1,0	1,0	1,1	1,4	1,0	1,2	1,5	2,9
1 mes	1,00	1,00	1,0	1,0	1,0	1,2	1,5	1,0	1,3	1,8	3,0
3 meses	1,11	1,08	1,0	1,1	1,0	1,3	1,8	1,0	1,4	1,9	3,2
6 meses	1,17	1,13	1,0	1,1	1,0	1,3	1,7	1,0	1,5	2,1	3,4
1 año	1,22	1,18	1,0	1,2	1,0	1,5	1,8	1,2	1,7	2,8	3,8
	f_c/f_{28}	E/E_{28}	Relación EI_{equiv}/EI_{fis}								

En las secciones sometidas a momentos negativos la situación es algo diferente. La inercia bruta es ligeramente inferior, menos dependiente de la armadura, ya que la traccionada está muy cerca del centro de gravedad y la inferior —la comprimida— es muy pequeña. La inercia fisurada es menor al ser necesaria una cabeza de compresión más profunda. Teóricamente el momento de fisuración es mucho más elevado, al estar el centro de gravedad muy alto, pero en cambio la caída de inercia debe ser mayor, ya que, si se

⁵⁴ El momento de servicio tiene la expresión general qL^2/n , por lo que el coeficiente μ vale $(n \cdot f_c \cdot b/3 \cdot q)^3 / (L/h)^6$. Al variar con la sexta potencia de la esbeltez el cambio es rapidísimo. Aunque la propuesta de valores simplificados del texto no sea muy precisa en todos los casos, lo es cuando la flecha es decisiva, que es cuando la esbeltez es elevada y por tanto μ muy bajo.

dispone sólo armadura sobre el nervio, la colaboración del hormigón abarca sólo una parte del ancho de ala, del orden de la distancia entre fisuras. Como de todas formas la incidencia de la rigidez a momento negativo es menor, —véase [19] y [20]—, no hay inconveniente en tomar una expresión sólo ligeramente aproximada para los valores a momento negativo, por ejemplo:

$$\begin{aligned} EI_{bruta, neg} &\approx E_c \cdot 3 \cdot bh^3/12 \\ EI_{fis, neg} &\approx 0,7 \cdot E_s \cdot A_s \cdot \text{sup} \cdot d^2 \\ M_{fis, neg} &\approx 2 \cdot f_c \cdot bh^2/3 \end{aligned} \quad [17]$$

Debido al mayor valor de momento de fisuración, con momentos negativos, la inercia equivalente es algo mayor que la fisurada, a veces una parte apreciable de lo que resta hasta la bruta, según [15].

La formulación de la inercia equivalente es exclusiva del hormigón armado. Para viguetas pretensadas no se pueden hacer sino suposiciones. De aceptar los conceptos anteriores, a momento positivo se estará superando con creces el momento de fisuración del hormigón in situ, aunque no se alcance casi nunca el de fisuración de la propia vigueta, por lo que la inercia de la sección sería la formada por la vigueta y la capa superior. A momentos negativos, por los motivos ya vistos se podría seguir usando [17].

Con las consideraciones anteriores, la flecha instantánea para carga total, por ejemplo para tramo aislado, con carga uniforme seria, según [9]:

$$\delta = 0,1 \cdot ML^2/EI_{equiv} \approx 0,1 \cdot ML^2/EI_{fis} \approx 0,1 \cdot ML^2/E_s \cdot A_s \cdot (h-r)^2$$

y como, según [1] es $M = A_s \cdot 0,95(h-r) \cdot \sigma_s$, resulta:

$$\delta/L \approx 0,1 \cdot L/(h-r) \cdot \sigma_s/E_s \quad [18]$$

Para carga total y un acero dado, por ejemplo AEH-500, la tensión de la armadura calculada estrictamente, será (véase nota 38) aproximadamente 2,8 t/cm², por lo que la flecha relativa a la luz resulta ser un valor proporcional a la esbeltez del tramo.

En un tramo continuo, con momentos positivos y negativos, las conclusiones difieren pero sólo ligeramente. En primer lugar en la fórmula clásica [9] si existes momentos en los extremos, el valor del momento de referencia del tramo M_{ref} es una combinación de los máximos positivos y negativos; en particular es $M_{ref} \approx M_{pos} - (M_{neg1} + M_{neg2})/10$ para carga uniforme. Si momentos positivos y negativos son del mismo orden resulta ser $M_{ref} \approx 0,8 \cdot M_{pos}$ o sea $0,05 \cdot qL^2$. En tramos extremos la expresión para carga uniforme es $M_{ref} \approx M_{pos} - M_{neg}/6$, que para momentos negativos iguales a los positivos da lugar a $M_{ref} \approx 0,84 \cdot M_{pos} = 0,07 \cdot qL^2$. Para otro tipo de casos se pueden tomar los valores de la Tabla 8.

Tabla 8. Momentos para cálculo de flecha, carga uniforme

Luz consecutiva/Luz del tramo		0,4	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
Luz del vuelo/Luz del tramo		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8
Tipo de tramo	Número de tramos							
Aislado	1 + 1 vuelo	0,12	0,11	0,10	0,10	0,08	0,08	*
	1 + 2 vuelos	0,11	0,10	0,08	0,07	0,05	0,03	*
Extremo	2	0,07	0,07	0,08	0,08	0,05	0,05	*
	3 o más	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,08	0,05
	2 + 1 vuelo	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	*	*
Interior	3 + 1 vuelo	0,07	0,07	0,07	0,08	0,08	0,05	*
	3	0,04	0,04	0,03	0,03	*	*	*
	3 + 1 vuelo	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	*	*
	4 o más	0,05	0,04	0,04	0,04	0,03	*	*
Central	5 o más	0,05	0,05	0,05	0,04	0,03	0,03	*

Momento de referencia M_{ref}/qL^3

* la flecha es más desfavorable en el tramo consecutivo.
 nota: si los tramos consecutivos de ambos lados son diferentes se puede tomar un valor intermedio entre los correspondientes a cada uno

Pero además si existen momentos positivos y negativos debe adoptarse también una rigidez equivalente intermedia entre las correspondientes a las secciones de momentos máximos. Según EH-88, art 45.3, si hay momentos negativos importantes en ambos extremos es:

$$EI = 0,70 \cdot EI_{equiv,pos} + 0,15 \cdot (EI_{equiv,neg1} + EI_{equiv,neg2}) \quad [19]$$

y si sólo lo hay en uno de los extremos:

$$EI = 0,85 \cdot EI_{equiv,pos} + 0,15 \cdot EI_{equiv,neg} \quad [20]$$

Debido a que en el momento pertinente a flecha interviene mayoritariamente el positivo, y a que en la inercia equivalente del tramo también es preponderante la inercia de vano, la flecha de un tramo continuo es también, en primera aproximación, proporcional a la esbeltez. En un análisis más fino, al intervenir, ligeramente, la rigidez negativa, que es algo mayor que la fisurada, crece un poco menos lentamente. Como la flecha tolerable no es exactamente una fracción de la luz, sino una fracción que disminuye conforme aumenta la luz, ambas cuestiones se contrapesan, resultando en la práctica que la flecha tolerable se alcanza en la práctica totalidad de los casos, para una esbeltez determinada.

3.1.3 Flecha diferida

Lo que complica extraordinariamente el cálculo de flecha en hormigón son las componentes diferidas, para lo que sólo se cuenta con una escueta información en EH-88 (art 45.4), por la que basta multiplicar la instantánea por un coeficiente función de la duración de la aplicación de la carga.

Este concepto de duración es escurridizo. El valor ofrecido por la norma oscila desde 2,0 para 5 o más años, hasta la unidad para 3 meses. En edificación, en una primera lectura parecería que todas las cargas, solado, tabiquería y peso propio, están aplicadas más de 5 años. Sin embargo la justificación de este fenómeno es la fluencia, y ésta, (véase el art 26.9 de dicha norma), es un fenómeno que influye mucho en las edades tempranas del hormigón y poco cuando el hormigón es viejo. De acuerdo con la formulación de la fluencia, la duración se mide en días de edad del hormigón, resultando que no es lo mismo un año tras el fraguado, que entre cuatro y cinco años tras ese instante. Para calcular pues lo que sucede entre el cuarto y quinto año no puede utilizarse el coeficiente a un año, sino que ha de calcularse a cinco, luego a cuatro, y luego restar, el proceso clásico en los fenómenos que no se producen a tasa constante.

Dilucidar este punto resulta sumamente trascendente, ya que la flecha es importante por las componentes diferidas, resultando valores muy diferentes de éstas según la interpretación del coeficiente a usar para intervalos de tiempo con origen distinto del de fraguado. En efecto, para identificar la flecha activa, es preciso calcular la parte de flecha diferida que resta de la que ya se ha producido cuando se construye el elemento dañable. En el cómputo de flecha interesa pues no la flecha diferida entre el instante de fraguado y cada edad t , sino la que se produce entre cada instante, t , y cinco años, suponiendo que a esa edad se estabilizan las deformaciones diferidas.

En primera aproximación parece plausible que si una carga fija origina a seis meses una flecha diferida igual al 120% de la instantánea y a cinco años llega al 200%, entre seis meses y cinco años se debe producir el 80% de diferencia. De acuerdo con esta interpretación⁵⁵, los valores de coeficiente para obtener la flecha diferida relativa a la instantánea son los de la tabla siguiente:

Tabla 9. Relación de flecha diferida a instantánea

edad (meses)	t	1	2	3	6	12	60
						1 año	5 años
Entre fraguado y t		-	0,8	1,0	1,2	1,4	2,0
Entre t y cinco años	tramo aislado	2,0	1,4	1,0	0,8	0,6	-
	tramo extremo	1,9	1,3	0,9	0,7	0,5	-
	tramo interior	1,7	1,2	0,8	0,6	0,5	-
Factor de flecha diferida j							

⁵⁵ Autores hay que interpretan que todas las cargas, independientemente de su instante de aparición, generan flechas diferidas adicionales dobles de las instantáneas, lo que obliga a cantos de forjado fantásticamente grandes. En interesante aclarar que la Comisión Permanente adoptó la formulación publicada y sus consecuencias -tabla 1- tras cálculos basados en la interpretación que se hace aquí.

En la flecha diferida interviene la armadura de compresión. Si ésta es inexistente, las deformaciones diferidas del hormigón suponen automáticamente aumentos de curvatura y de flecha. Si hay armadura de compresión, el relajo del hormigón hace que se sobrecargue el acero sin tanto aumento de deformación. La información al respecto es algo oscura, y EH-88 se limita a indicar que opera como coeficiente reductor $1+50\cdot w$ siendo w la cuantía respecto a la sección de la viga. Al no ser rectangular la sección del forjado, no se sabe cómo calcular la cuantía, y al no ser constante la armadura de compresión ni la de tracción, no queda más remedio que tomar (véase Ef-88, com. 6.3.5.1) un valor promedio o conservador de este coeficiente reductor. En la tabla 9 se supone que no existe armadura de compresión en tramos aislados, y que en los continuos sólo intervienen, y ligeramente, en las partes extremas.

3.1.4 Flecha activa

La componente activa de la flecha diferida se obtiene multiplicando la instantánea parcial de cada etapa, —restándola de la de la etapa anterior— por un coeficiente que depende según sean cargas anteriores a la construcción del elemento dañable, o posteriores al mismo.

Para las cargas *anteriores* a la construcción del elemento dañable, sólo importa la fracción de flecha diferida que queda por producirse, por lo que el factor de flecha diferida j es el correspondiente a la edad a la que se *construyó* dicho elemento.

Para las cargas *posteriores* a la construcción del elemento dañable, la flecha diferida es la total, por lo que el factor de flecha diferida j es el correspondiente a la edad de la *aparición* de la carga.

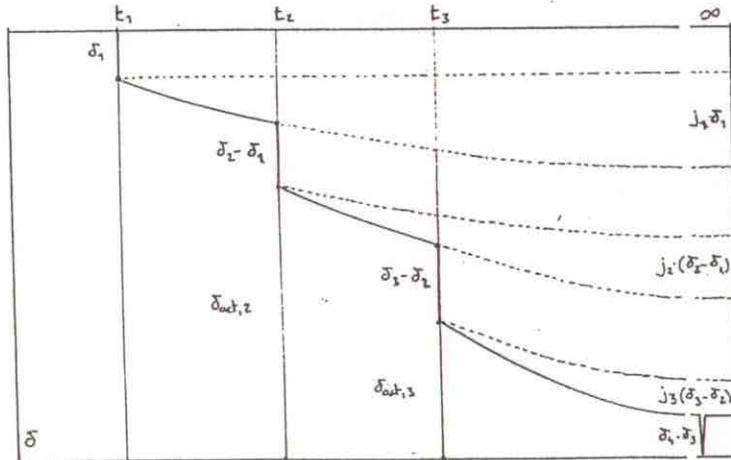


Figura 41. Componentes de flecha

Para obtener la flecha activa total, estas componentes se suman a las instantáneas de las cargas que aparecen posteriores a la construcción del elemento. No hay acuerdo en cómo considerar la propia carga del elemento. Según una interpretación, del lado de la seguridad, puede suceder que, por ejemplo, cuando se construye un tabique, esté realizado el del tramo consecutivo, o el de la planta inferior, de manera que la propia carga del elemento incide en la flecha que le afecta. En otra interpretación, algo más realista, la construcción de un tabique implica, con bastante antelación, el acopio de los materiales, medios, e incluso agua, lo que hace que exista ya la flecha instantánea cuando se construye.

En lo que sí parece que hay acuerdo es en que, a los efectos de flecha, la sobrecarga de uso no actúa sostenida en el tiempo, y como tal, sólo importa su flecha instantánea. El cuadro siguiente expresa lo fundamental del cálculo de flecha para dos procesos de construcción usuales.

Cuadro 1. Componentes de flecha

Etapa de carga	Valores de flecha		
	Instantánea	Parcial	Diferida activa
1. Peso propio	δ_1	δ_1	$j_2 \delta_1$
2. más tabiquería	δ_2	$\delta_2 - \delta_1$	$j_2 (\delta_2 - \delta_1)$
3. más solado	δ_3	$\delta_3 - \delta_2$	$j_3 (\delta_3 - \delta_2)$
4. más uso	$\delta_4 = \delta_1$	$\delta_4 - \delta_3$	-
Inactiva . Activa			
1. Peso propio	δ_1	δ_1	$j_3 \delta_1$
2. más tabiquería	δ_2	$\delta_2 - \delta_1$	$j_3 (\delta_2 - \delta_1)$
3. más solado	δ_3	$\delta_3 - \delta_2$	$j_3 (\delta_3 - \delta_2)$
4. más uso	$\delta_4 = \delta_1$	$\delta_4 - \delta_3$	-

Como puede observarse el proceso es complejo, y válido sólo para un determinado ritmo y orden de ejecución⁵⁶. Pero resulta sencillo obtener el orden de magnitud de la flecha activa total a partir de la instantánea δ_1 producida por la totalidad de la carga. En efecto, si antes de la construcción del elemento dañable ha aparecido ya toda la carga —lo que es un supuesto teóricamente inalcanzable—, la flecha activa δ_{act} sería la diferida total, igual a $j \delta_1$, —con el valor j definido en la tabla 9—, pudiéndose calcular la flecha instantánea con la rigidez fisurada.

Si, —como otro caso igualmente teórico e imposible—, cuando se construye el elemento dañable no existe ninguna carga, la flecha activa sería toda la instantánea más toda la diferida, es decir $\delta_{act} = (j+1) \delta_1$, aunque ahora las primeras etapas de carga se podrían calcular con rigidez mayor que la fisurada.

⁵⁶ Conviene desconfiar de los programas que dicen calcular la flecha y no preguntan por las etapas de carga y su duración. Si para todas las cargas suponen un coeficiente de diferida de 2,0 la flecha deberá resultar intolerable con cantos de forjado como los de la tabla 1.

En los casos reales la flecha activa se situará en un valor intermedio entre ambos. Por ejemplo, si, cuando se construye el elemento dañable hay un 50% de la carga, la flecha instantánea es ya el 50% de la total, y por tanto la flecha activa no puede superar el valor $\delta_{act} = (j+1-0,5)\delta_i$, es decir $(j+0,5)\delta_i$. Habitualmente, —véanse los ejemplos del apartado anterior—, la fracción de carga presente en el instante de construir los tabiques es incluso superior. Refiriendo la flecha activa a la instantánea calculada con rigidez fisurada, el coeficiente multiplicador debe ser algo inferior, resultando⁵⁷ los valores de la tabla 10.

Tabla 10. Flecha activa total relativa a instantánea fisurada

Edad (meses) a la construcción del elemento dañable		1	2	3	6	12
Fración de carga total antes de la construcción del elemento dañable	50%	2,2	1,8	1,2	1,0	0,8
	70%	2,0	1,5	1,1	1,0	0,7
	80%	1,8	1,3	1,0	0,9	0,7
	90%	1,7	1,2	0,8	0,8	0,5
		Relación $\delta_{act} / \delta_{i, fis}$				

El análisis de los valores de la tabla 10 indica que, para ritmos habituales de construcción, en los que el tabique se dispone pasados entre tres y seis meses del fraguado, cuando existe entre el 50% y el 70% de la carga total, la flecha activa es del mismo orden que la instantánea total, calculada con rigidez fisurada.

3.1.5 Cómo hacer que la flecha sea tolerable

Para mantener la flecha bajo control, lo más trascendente es el canto con relación a la luz. Aceptando que la flecha que importa —la flecha activa total— es del mismo orden de magnitud que la instantánea total, calculada con rigidez fisurada, en primera aproximación —véase [18]— la flecha es proporcional a la esbeltez del tramo: a mayor relación de luz a canto, más flecha con relación a la luz, y a partir de una cierta esbeltez límite la flecha es intolerable.

La calidad del acero importa. Que para una cierta esbeltez la flecha sea mayor o menor depende, —véase [18]—, de la relación σ_s/E_s o deformación del acero. Si la sección está armada estrictamente, dicho valor depende sólo de la calidad de acero: con aceros de más resistencia la tensión de trabajo es naturalmente mayor y también la deformación, resultando flechas justamente tolerables para esbelteces menores que con AEH-400.

⁵⁷ Los valores de la tabla 10 se obtuvieron procesando rigurosamente varios miles de casos entre 2 y 10 m de luz, con cantos entre 15 y 50 cm, con sobrecargas hasta de 1.000 kp/m², distintos aceros, hormigones, ritmos de construcción y anchos de nervio. Naturalmente los resultados respaldan los razonamientos del texto.

La cantidad de acero es importante. Si la sección no se arma estrictamente, el exceso de acero redundante, casi proporcionalmente, en menos tensión y flecha, permitiendo sin problemas de este tipo una esbeltez mayor de la crítica. Esa es la justificación para que EF-88 (art 6.3.5) obligue a un canto mínimo, y luego permita bajarlo, siempre que, consecuentemente, se aumente la armadura⁵⁸. No es pues tanto la calidad, cuanto la cantidad de acero lo decisivo en flecha; lo que sucede es que con acero de más calidad se dispone menos cantidad.

La regularidad de luces incide favorablemente en la flecha. Aun para una misma relación luz a canto en el tramo más largo, si el consecutivo es de igual luz el giro es nulo, mientras que si es menor se produce un giro que puede incrementar la flecha hasta en un 40% —véase en la tabla 8 las diferencias del momento de referencia—. Aunque no sólo por esta razón, es sumamente recomendable que el forjado se diseñe con luces parecidas.

El ritmo de ejecución influye en la flecha. En particular la rapidez de construcción o la juventud cuando se construyen los tabiques o elementos dañables. Si el ritmo de construcción es ágil, y la obra se termina en seis meses, el hormigón es muy fresco y la flecha activa puede ser bastante mayor que lo que indica la conclusión del apartado anterior. Por lo mismo, aunque el ritmo sea normal, si se disponen los tabiques tras el solado, la flecha puede reducirse sensiblemente —véanse los valores de la tabla 10—.

Aun definidos un diseño con luces y cantos dados, con acero preseleccionado y —deseable— armado estricto, y un ritmo de construcción inamovible, al calculista le queda una carta que jugar: la redistribución de solicitaciones. Ha quedado demostrado que, basándose en la ductilidad, la seguridad de una pieza no depende, dentro de un margen, del momento negativo con que se calculen las armaduras de extremo, naturalmente, siempre que el vano se arme para el complemento que cubre el momento isostático. Si se opta por la mayor redistribución posible se sobredota a la sección de vano y se reduce la armadura en extremos. El exceso de armadura en vano disminuye la flecha, aunque el defecto en extremos la amplía. Como en la formulación es decisivo lo que sucede en el centro de vano, y secundario lo que sucede en las zonas de momentos negativos, la flecha depende más del momento positivo, de donde se concluye que, redistribuyendo al máximo, la seguridad es la misma y la flecha menor. La mejor estrategia para reducir la flecha es calcular el forjado con la máxima redistribución posible, que felizmente además, es el procedimiento más sencillo.

Canto del forjado, cantidad de acero, regularidad de luces, juventud del hormigón al disponer los tabiques, y redistribución son pues las variables con las que se puede hacer tolerable la flecha.

⁵⁸ La posibilidad, que también ofrece EF-88, de ampliar el ancho de nervio, procede de que con este sistema aumenta bastante la inercia bruta, y, aunque en menor medida, la equivalente, y por tanto la flecha. Como el aumento de calidad, es decir de resistencia, del hormigón aumenta el módulo de Elasticidad en menor medida, esta variable tiene una incidencia muy leve en la flecha, y por ello no se recoge en la norma.

3.1.6 Flechas tolerables

No es fácil definir el valor de la flecha tolerable, y los que existen se hallan vinculados al proceso de calcularlas. Es sólo la práctica de haberlas acotado a unos valores, tras calcularlas con un método determinado, lo que las sanciona como tolerables. Para forjados la regla general oscila entre $L/300$ y $L/500$, siendo el más usual el de $L/400$. Para elementos rígidos, muy dañables, es preferible acotarla a $L/500$. Si el forjado no sustenta nada y la planta inferior es asimismo diáfana, se podría llegar a $L/250$, pero como flecha total a plazo infinito —ya que la activa sería nula—, para prever otros inconvenientes de la flecha excesiva (véase apartado 3.1).

La regla de una flecha tolerable como fracción fija de la luz deja demasiada deformabilidad para luces altas, de manera que EF-88 (art 6.3.5), a partir de 5 m de luz, reduce a la mitad el incremento tolerable de flecha, pasando el límite de $L/400$ a $L/800+0,6\text{cm}$ y el de $L/500$ a $L/100+0,6\text{cm}$. Para voladizos, contando con la mayor sensibilidad a flecha, el valor L no el doble del vuelo sino sólo 1,6 veces éste. Las flechas tolerables son:

Tabla 11. Flechas tolerables en forjados

Luz del tramo (m)	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0
Vuelo (m)	1,3	1,8	2,5					
Tabiques normales	0,5	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Tabiques o muros rígidos	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1	1,2
Flecha de cálculo tolerable en cm								

Se debe insistir en que el valor de flecha tolerable sólo lo es para comprobar cálculos; el sistema no está bien calibrado⁵⁸ y es seguro que en los ensayos o pruebas de carga se obtengan valores radicalmente diferentes, sin que ello signifique confirmación o desautorización del forjado.

Lo anterior es la flecha de las viguetas. Las vigas, sobre todo las planas con canto crítico, también flectan lo suyo, y la flecha del forjado es la combinación de ambas. Si los soportes de vigas paralelas están enfrentados la flecha es la de viguetas para unas, y la suma de ambas para otras; si los soportes están al trespelillo o el paño es irregular todo lo que se puede decir es que el máximo descenso supera al calculado para las viguetas.

En general los tabiques se disponen con la misma trama que la estructura, de manera que unos descansan paralelos a las viguetas y otros a las vigas. En este supuesto lo dañino para los primeros es sólo el descenso relativo a los extremos de viguetas y en los otros lo mismo sólo de las vigas, por lo que ambas flechas no deben sumarse. Aun si los tabiques se disponen a 45° con vigas y viguetas, el descenso suma de ambas flechas debe dividirse por una longitud 1,4 veces la luz tipo, resultando que tampoco es la suma lo que mide la flecha pésima. Dado que la flecha no es sino

⁵⁸ Por ejemplo es práctica habitual que, en las primeras semanas, el forjado sustente, a través de los apeos, las dos o tres plantas superiores, lo que puede producir solicitaciones próximas o incluso mayores que las de carga total, originando el alcance prematuro del momento de fisuración, separándose del modelo supuesto en la formulación de EH-88. El tema está en discusión.

un estimador global de bondad de la solución, y que su proceso de cálculo y contraste es convencional, no es conveniente tomarse al pie de la letra su significado.

En la práctica, para diseños normales, con acero estricto, ritmo habitual, y regularidad de luces, las flechas tolerables se alcanzan con los cantos indicados en la tabla 1. El ritmo de construcción incide como indica la tabla 10; la irregularidad de luces como los valores de la tabla 8, y la redistribución reduce la flecha proporcionalmente al aumento de momento positivo de cálculo. Para diseños o tramos intolerables debe probarse, por este orden, con más acero, nervios dobles o interejos más tupidos, o, como último recurso, con más canto. El aumento de acero en un 20% permite reducir el canto un 10% por bajo del crítico; y lo mismo sucede si el ancho del nervio es al menos un 20% del intereje, lo que se consigue con viguetas dobles.

3.2 LA FISURACION

La durabilidad de la estructura, en particular del forjado, obliga a controlar el grado de fisuración. En el caso de viguetas armadas el proceso actualmente consensuado se recoge en EH-88, art 44. Los edificios, aunque posean locales húmedos⁶⁰ se suponen enteros como ambiente interior, y en general los exteriores se pueden considerar como en humedad baja.

La variable decisiva para controlar la fisuración es el diámetro de la armadura y la tensión del acero. Con acero estricto de tipo AEH-500 la tensión punta no excede —véase nota 38— de $2,8 \text{ t/cm}^2$ y la media no subirá de $2,4 \text{ t/cm}^2$, —véase EH-88 com 44.3—. Con esta tensión se puede llegar sin problemas (EH-88, tabla 44.4) a armar con $\phi 25$ y recubrimiento normal. Aun en ambiente exterior húmedo, no marino, se podría llegar a $\phi 16$, contando como protección adicional el solado. Los forjados armados pues no presentan problemas de fisuración.

En los forjados pretensados las condiciones de durabilidad obligan (EF-88 art 6.3.4) a no traccionar el hormigón precomprimido en ambiente marino, no llegar a tensiones $0,45 \cdot f_{ck}^{2/3}$ en ambiente exterior húmedo, ni a tensiones de valor $0,68 \cdot f_{ck}^{2/3}$ en edificios. El cálculo de esta condición es complicada, por lo que la Autorización de Uso debe recoger los tres valores con objeto de que el usuario pueda hacer la comprobación directamente. Salvo casos particulares, la condición para edificios no es limitativa, y el forjado calculado por resistencia es asimismo durable.

De Niquel. Mayo 1990

⁶⁰ En edificación es habitual revestir el hormigón con enlucidos, aspecto no contemplado en la formulación de la fisuración. Dentro de los edificios, los locales húmedos, aunque sólo sea por habitabilidad, se revisten de alicatados o pinturas impermeables que minoran el ataque del agua al hormigón, permitiendo considerar para éste un ambiente interior (tipo I de EH-88, art 13.3.b).