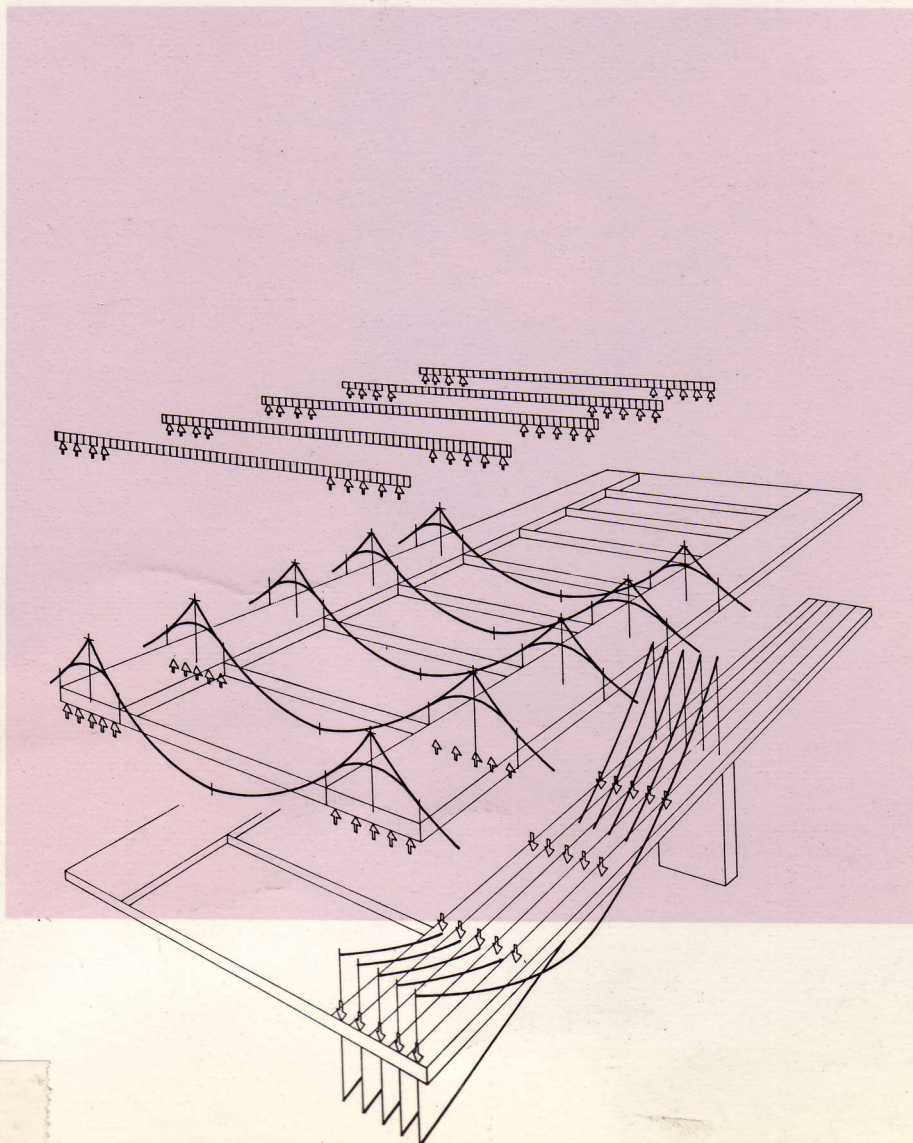


Ricardo Aroca Hernández-Ros Doctor Arquitecto www.arocaarquitectos.com
C/ Rafael Calvo nº9, 28010 Madrid estudio@arocaarquitectos.com
914482505

Título	Elementos superficiales, forjados.
Autores	Ricardo Aroca Hernández-Ros
Medio	Curso de forjados armados Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid
Otros autores del libro	José Miguel Ávila Jalvo, José Luis de Miguel Rodríguez, Antonio José Mas-Guindal Lafarga, José León Paniagua Caparrós
Fecha	1985

Curso de **FORJADOS ARMADOS**

Ricardo AROCA HERNANDEZ-ROS
José Miguel AVILA JALVO
José Luis de MIGUEL RODRIGUEZ
Antonio-José MAS-GUINDAL LAFARGA
José León PANIAGUA CAPARROS



Elementos superficiales, forjados

Ricardo Aroca Hernández-Ros

En una estructura de edificación definimos tres elementos básicos: 1. Elementos lineales verticales, soporte; 2. Elementos lineales horizontales, vigas. 3. Elementos superficiales, forjados.

En este capítulo desarrollaremos el elemento superficial, forjado. Definiremos como características geométricas límite, cantos entre 10 y 30 cm, y luces de modulación entre 2 y 8 m, siempre cumpliendo las condiciones de resistencia y rigidez exigidas.

Su condicionante fundamental, cubrir superficies horizontales, prima sobre el estructural, determinando notablemente el diseño que quedará fijado por pocos parámetros, ver figura 1.

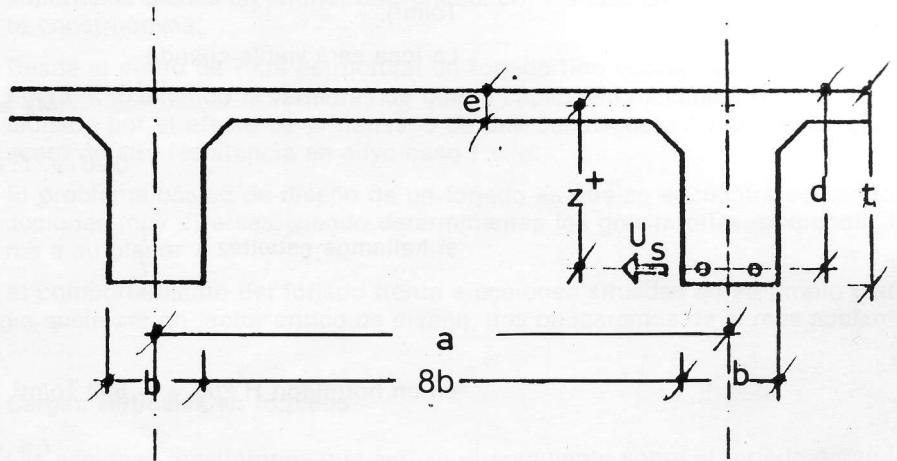


Figura 1.

El canto t define en mayor medida que ningún otro parámetro las cualidades estructurales del forjado. Añadiremos como de importancia en el comportamiento, la cantidad de armadura por metro lineal de ancho, el límite elástico de acero y si el forjado es o no pretensado.

En el aspecto económico, la repercusión del forjado en el costo total de la estructura es muy elevada, del orden del 50% del total y de ahí la importancia de su adecuada elección.

La variedad de procedimientos constructivos del forjado es grande. En la tabla 1, quedan definidos los más significativos, función de los materiales, comportamiento estructural y resistencia inicial del elemento que marcará la necesidad de obras auxiliares en la ejecución.

Confiar mucha resistencia del forjado al hormigón vertido en obra conduce a mayor coste de medios auxiliares y a obras más monolíticas. Cierta grado de prefabricación, mantiene el monolitismo final y reduce costos de los medios auxiliares.

Históricamente el forjado unidireccional tiene dos orígenes:

- Agregado de viguetas paralelas de madera o acero y material de relleno.
- Losa de hormigón armado que mediante un proceso de aligeramiento se convierte en un sistema de viguetas paralelas que puede ser total o parcialmente prefabricado.

Las ventajas del aligeramiento de una estructura plana e incluso su necesidad para grandes luces se ponen de manifiesto en el siguiente ejemplo:

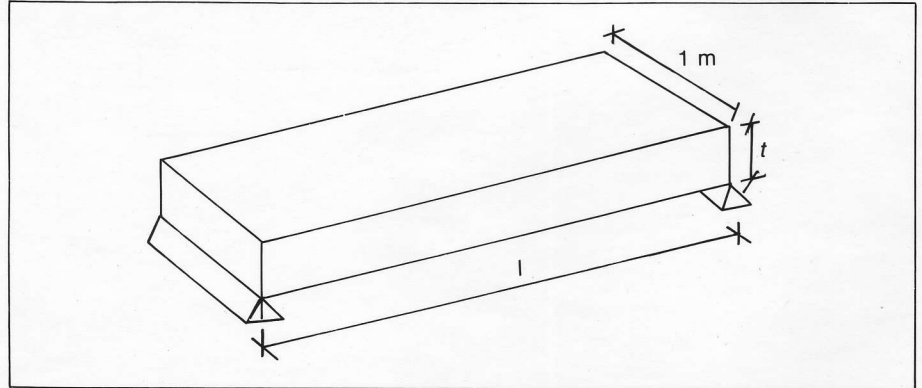


Figura 2.

Una losa de hormigón armado de 1 metro de ancho sometida únicamente a un peso propio estará solicitada por un momento flector máximo:

$$M_S = \frac{1}{8} \cdot 2,5t \cdot l^2 = \frac{1}{3,2} t \cdot l^2$$

por otra parte, el momento resistido por la losa, con un armado adecuado, será:

$$M_R = 0,35 \cdot 1 \cdot (0,9t)^2 \cdot \sigma$$

siendo 0,9t el canto útil y σ la tensión de servicio admisible (expresada en To/m²).

La losa será viable cuando

$$M_R \geq M_S$$

$$0,28 \cdot \sigma \cdot t^2 \geq \frac{1}{3,2} t \cdot l^2$$

si hallamos esbeltez $\lambda = \frac{l}{t}$

$$l \leq 0,9 \frac{\sigma}{\lambda}$$

en un hormigón H 200, $\sigma \approx 800$ To/m²

$$l \leq \frac{720}{\lambda}$$

para una esbeltez $\lambda \approx 20$, $l \leq 36$ m.

Es decir, existe un límite máximo a la luz que puede salvar la losa aun sosteniendo sólo su propio peso.

Aunque este límite queda muy por encima de las luces empleadas en edificación, su existencia pone de manifiesto que la sollicitación debida al peso propio en una losa maciza

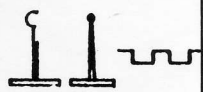
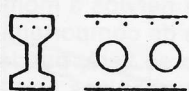
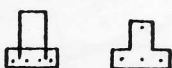
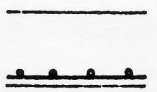
$$M_S = \frac{1}{3,2} \frac{l^3}{\lambda}$$

crece con el cubo de la luz para una esbeltez dada, mientras que la resistencia

$$M_R = 0,28\sigma \cdot \frac{l^2}{\lambda}$$

sólo lo hace con el cuadrado de la luz, el aligeramiento ayuda a restablecer el equilibrio entre ambos crecimientos.

TABLA 1

VIGUETA	Resistente	Semi-resistente	Sin resistencia inicial
Metálica			
Mixta			
Armada			
Pretensada			
Losa con árido ligero			

No trataremos aquí de la serie de distintos materiales que pueden constituir el relleno de las bovedillas, ni de las ventajas e inconvenientes de conseguir superficies planas en inferior del forjado, por tratarse de problemas puramente constructivos.

Desde el punto de vista estructural un forjado tipo queda caracterizado en la figura 1, existiendo la variantes de que la capacidad mecánica U_s sea proporcionada por el efecto de pretensado de una semivigueta o por una chapa de acero de alta resistencia en cuyo caso $t = d$.

El problema básico de diseño de un forjado es que se encuentra sometido a acciones muy diversas, siendo determinantes las gravitatorias, perpendiculares a su plano.

El comportamiento del forjado frente a acciones situadas en su propio plano no suele ser un factor crítico de diseño, nos ocuparemos de él más adelante.

Cargas verticales en forjados

Las acciones gravitatorias que actúan directamente sobre el forjado darán lugar a tres comprobaciones básicas: Resistencia a flexión, resistencia a cortante y rigidez.

Cortante en forjados

En elementos estructurales esbeltos por naturaleza, como lo son las estructuras superficiales, el cortante no suele presentar problemas, y no es desde luego un factor limitativo de diseño.

Flexión en forjados

La resistencia a flexión no presenta problema alguno para momentos positivos, simplemente la capa de compresión mínima de 3 cm de espesor, con un área de 300 cm² por metro de ancho y capacidad mecánica de 30 Tm para un hormigón H-150 le da una capacidad para resistir un momento, $m \cdot to$, de 30z por metro lineal de ancho, siendo z el brazo de palanca.

Para cargas totales de diseño usuales, del orden de 1 Tm/m^2 , el momento máximo de un tramo doblemente apoyado es de $l^2/8 \cdot Tm$; la condición de resistencia será:

$$30 \times 0,8t \geq 1 \times l^2/8$$

si llamamos $\lambda = l/t$ a la esbeltez aparente del forjado:

$$l \leq 10,2/\lambda$$

como la esbeltez máxima admisible por razones de rigidez con esta sustentación es $\lambda \approx 20$.

$$l \leq 10 \text{ m}$$

Es decir, la resistencia plantearía problemas únicamente en los forjados de más de 10 m de luz.

En el caso de forjados continuos, los momentos positivos aun son menores con relación a la luz, con lo que el «exceso de resistencia» a momentos positivos se hace más patente.

Cuando el forjado es continuo (lo que no puede conseguirse fácilmente más que en los fabricados *in situ* y los semirresistentes), aparece uno de los problemas delicados en el diseño de forjados que es el de la poca resistencia de los nervios a momentos negativos, que además son los mayores en la hipótesis de comportamiento como viga continua de sección constante, aunque, como se verá, pueden reducirse los momentos negativos a costa de aumentar los positivos para los que no hay problema de resistencia.

La escasa resistencia del nervio a negativos puede obviarse mediante el uso de armadura de compresión en los forjados armados (con más dificultad en los semirresistentes).

En los forjados pretensados, el esfuerzo de pretensado tiene el inconveniente añadido de la sobrecompresión en el cordón inferior, y la única solución para los momentos negativos es macizar una zona adyacente al apoyo.

Dada la fuerte localización de los momentos negativos, en términos generales, el resolver el dimensionado del nervio mediante macizado, no presenta problemas económicos importantes.

Para algunos tipos de vigas, como las planas o las mixtas, la viga proporciona ya suficiente zona macizada.

Por todo lo indicado, la resistencia de los momentos negativos no supone una limitación fundamental al diseño, ya que su solución entra dentro de lo que podíamos llamar decisiones de detalle.

Rigidez en forjados

El condicionante fundamental para el diseño del forjado va a ser la rigidez, dada principalmente por la elección de canto.

La deformación por flexión de los forjados (obviamente también de las vigas) da lugar a distorsiones en los elementos de compartimentación y cerramiento que suelen ser muy rígidos y poco resistentes, produciéndose fisuras en ellos en el caso de que las distorsiones sean excesivas, o mal funcionamiento de las carpinterías por dislocaciones.

Para que un elemento estructural lo sea realmente, los movimientos generales necesarios para su puesta en carga deben ser compatibles con los que pueden soportar los elementos no estructurales. En caso contrario se produce una sustitución de la estructura proyectada por una «estructura espontánea» que normalmente carece de la suficiente resistencia y rompe para que puedan producirse movimientos suficientes para movilizar la respuesta de la estructura originalmente proyectada.

El forjado ha de ser más rígido que los elementos no estructurales que cargan sobre él.

Las limitaciones de deformación dependerán de la rigidez de los elementos no estructurales.

Las exigencias mínimas corresponden al caso de que no exista tabiquería, y cuando la tabiquería existe, las limitaciones son función de su rigidez.

La rotura de la tabiquería se produce por distorsión, de manera que el factor significativo no es la flecha δ , sino el ángulo θ que sufre la tabiquería apoyada sobre el forjado.

θ es proporcional a δ/λ , flecha relativa, que aparecerá como factor limitativo de diseño, y así queda reflejado en la normativa actual, aunque sin matizar factores importantes como son el que el forjado sea o no pretensado, y el tipo de acero empleado en la armadura.

La relación entre la flecha relativa δ/l y la esbeltez l/t , es fácil de obtener.

Imaginemos una pieza sometida a flexión sin importar el material ni el criterio de organización interna.

Si dividimos la pieza en n trozos, cada uno de ellos presentará una curvatura, función de las deformaciones (y por tanto de las tensiones en sus bordes superior e inferior). Llamaremos R_i al radio de curvatura local del trozo i . La composición de los todos los trozos nos permite dibujar la definida de la viga, que tendrá una flecha δ . (ver figura 3).

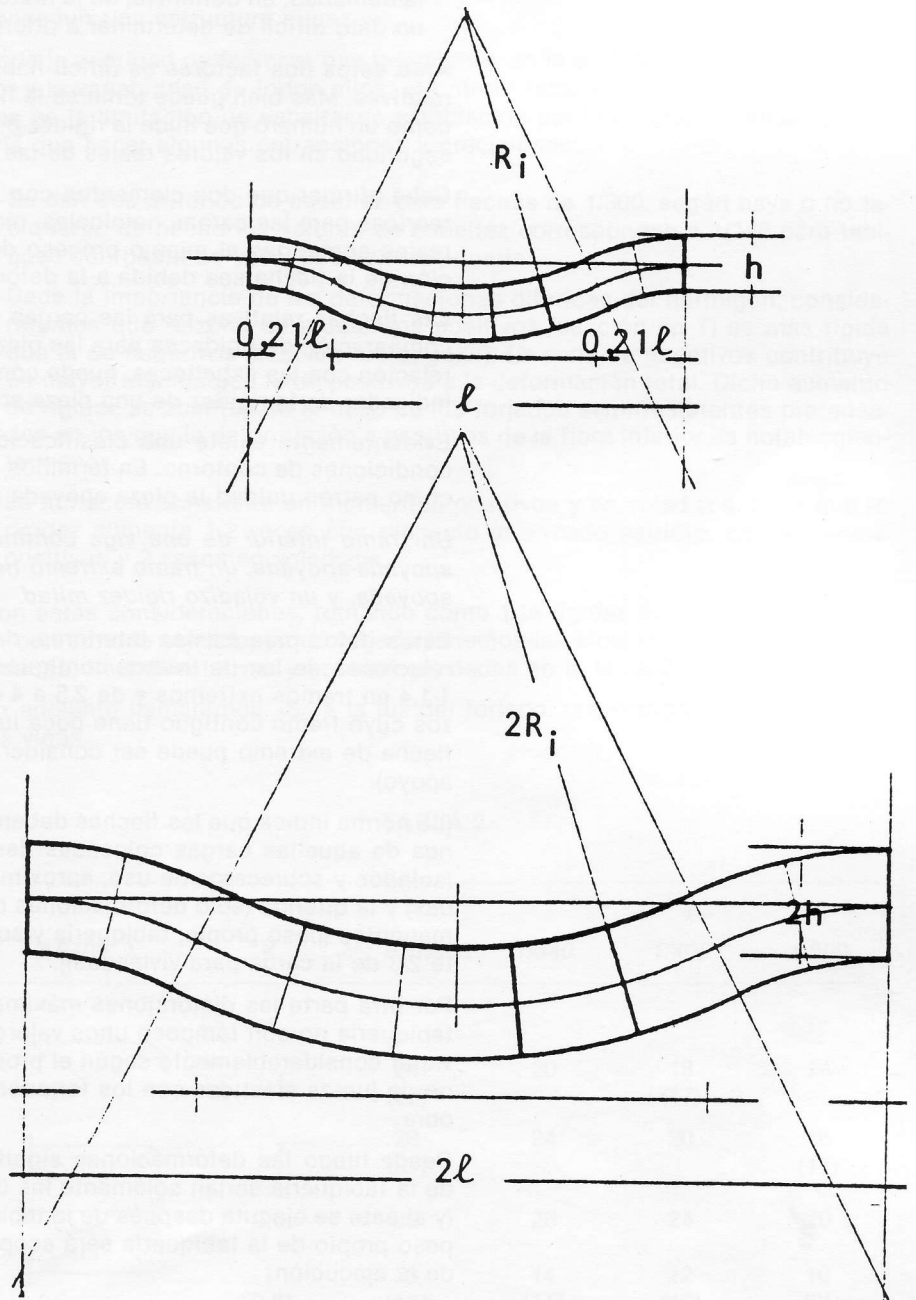


Figura 3.

Si suponemos otra pieza de doble luz y canto, dimensionada con los mismos criterios de resistencia que la primera y la dividimos en el mismo número de trozos, la proporción de cada uno de ellos será la misma, así como, las definiciones unitarias de sus bordes superior e inferior. La figura definida de cada trozo de la segunda viga será semejante al cono pendiente de la primera, con doble radio de curvatura, la pieza definida será pues semejante a la primera, de doble tamaño y con doble flecha 2δ . Las definiciones relativas δ/l serán iguales en ambos casos.

Todas las piezas de igual esbeltez l/t , organizadas y dimensionadas con idéntico criterio respecto a las solicitaciones previstas, tienen la misma deformación relativa.

El valor absoluto de las deformaciones relativas es difícil de establecer por varias causas:

- Las cargas que se utilizan en el proceso de comprobación de una estructura son acciones convencionales que producen unas puntas de momentos envolventes de los de los sistemas reales de acciones mucho más complejos y poco previsibles en detalle. Las cargas reales no llegan al 50% de las acciones empleadas en el cálculo en la mayor parte de los casos, parte de las cargas permanentes como solado y tabiquería hay que prever que puedan cambiar durante el período de uso del edificio.
- Las deformaciones del hormigón para cargas permanentes, crecen considerablemente con el tiempo, y dependen también de otras condiciones como la humedad, en definitiva, de la historia de la estructura, por lo que suponen un dato difícil de determinar a priori.

Ante estos dos factores es difícil hablar de un cálculo exacto de las flechas relativas. Más bien puede tomarse la flecha relativa para las cargas nominales como un número que mide la rigidez del elemento estructural, aunque no haya seguridad en los valores reales de las flechas.

Cabe afirmar que dos elementos con una relación entre las flechas relativas teóricas para las cargas nominales, mantendrán esta misma relación para las reales sometidas al mismo proceso de carga (siempre que la misma proporción de la flecha sea debida a la deformación del hormigón).

Las flechas relativas para las cargas teóricas permiten pues establecer una comparación de rigideces para las piezas sometidas a flexión. Como están en relación con las esbelteces, puede concluirse que las esbelteces son un buen indicador de la rigidez de una pieza sometida a flexión.

Evidentemente existe una clasificación previa de rigidez en función de las condiciones de contorno. En términos generales puede afirmarse, si tomamos como patrón unidad la pieza apoyada en los dos extremos, que:

Un tramo interior de una viga continua tiene una rigidez doble de la pieza apoyada-apoyada, un tramo extremo tiene una rigidez una vez y media la de la apoyada, y un voladizo rigidez mitad.

Estos datos para tramos interiores, de extremo y voladizos son ciertos para relaciones de luz de tramos contiguos entre 0,8-1,2 en tramos interiores, de 1-1,4 en tramos extremos y de 2,5 a 4 en los voladizos. (El caso de los voladizos cuyo tramo contiguo tiene poca luz es especialmente delicado, ya que la flecha de extremo puede ser considerablemente aumentada por el giro en el apoyo).

[La norma indica que las flechas deben calcularse sumando la flecha instantánea de aquellas cargas colocadas después de la ejecución de la tabiquería (solados y sobrecarga de uso, aproximadamente 1/2 de las cargas para viviendas) y la diferida (sólo deformaciones diferidas del hormigón) para cargas permanentes (peso propio, tabiquería y solado; que representan aproximadamente 2/3 de la carga para viviendas)].

Por otra parte las distorsiones máximas admisibles de los distintos tipos de tabiquería no son tampoco unos valores comprobados y uniformes, y pueden variar considerablemente según el proceso de ejecución, el establecimiento o no de juntas elásticas con los forjados, e incluso el orden de ejecución de la obra.

Desde luego las deformaciones significativas a efectos de comportamiento de la tabiquería serían solamente las debidas a parte del peso propio, solado (y si éste se ejecuta después de la tabiquería), y sobrecargas de uso, ya que el peso propio de la tabiquería será acopiado en su localización posterior antes de la ejecución.

Ante la incertidumbre de las deformaciones y de los límites de distorsión admisibles, solamente cabe establecer una correlación entre los diversos tipos de tabiquería y la rigidez de los forjados, y más sobre una base estadística que de otro tipo.

La afirmación más categórica que podría hacerse sería del tipo:

«Una tabiquería de ladrillo con piezas de tamaño normal, tomadas con mortero de yeso, probablemente no se fisurará colocada sobre un forjado que para la carga nominal total presenta una flecha instantánea relativa menor de 1/300.»

De aquí cabe concluir:

La esbeltez de los forjados, y por tanto su canto, es un factor determinante en el diseño ya que en cada caso habrá unos valores límites que no pueden ser superados.

Como veremos más adelante, el coste de un forjado crece con el canto por lo que realmente el proceso conduce a la elección del de rigidez suficiente con el mínimo canto posible, lo que hace del espesor del forjado prácticamente el único parámetro de diseño; una vez fijado éste, el determinar el cumplimiento de las condiciones de resistencia es un mero problema de cálculo.

La elección del canto del forjado no es independiente de la del tipo de tabiquería. Una vez elegido el canto de la estructura no es prudente utilizar tabiquerías que precisen de una mayor rigidez; la decisión independiente en ambos temas es un frecuente origen de problemas en las obras.

Los forjados continuos permiten cantos de 1,5 a 2 veces menores que los apoyados, por lo que la continuidad es prácticamente obligada si se quiere conseguir una estructura eficaz.

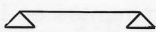
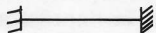
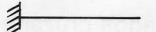
Dada la cantidad de factores que intervienen en la elección de canto del forjado, y la variabilidad de todos ellos, el criterio razonable para diseño de forjados es la limitación de esbelteces establecida por la norma, sin embargo habría que hacer algunas correcciones y precisiones:

- Se dan dos criterios de esbeltez para flechas de 1/300, según haya o no tabiquería; de hecho los valores de esbeltez corresponden a 1/340 para tabiques con pasta de yeso 1/300 sin tabiquería.
- Dada la importancia de las deformaciones diferidas del hormigón, consideraremos que la zona de momentos positivos (sección en T) es más rígida que la de negativos (sección rectangular). La zona de negativos contribuye en mayor medida que la de positivos a la deformación total. Dicho aumento de rigidez se acentúa en el caso de los forjados semirresistentes pretensados en los que la deformación a positivos de la fibra inferior es notablemente menor.
- La armadura constante en momentos positivos y en voladizos, hace que la rigidez aumente 1,2 veces con respecto al armado estricto, en momentos positivos y 2 veces en voladizos.

Con estas consideraciones, tomando como 1 la rigidez de una viga rectangular con armado estricto, en un forjado tenemos las siguientes relaciones de rigideces, flechas relativas y esbelteces, dadas en la tabla 2.

En adelante llamaremos «S» a la luz del forjado, reservando «I» para I luz de las vigas.

TABLA 2

AE400: λ_t	K	1	2	3	4
		$\delta/s = 1/300$	1/340	1/400	1/500
	1				
	1,4	24 (22) ⁵	20	18 (17)	14
	1,7	28 (27)	24	20	18 (17)
	2,0	32	28	24	20
	1 [0,8]	16 [13] ⁶	14 [11]	12 [10]	10 [8]
ESBELTECES LIMITE λ_t					

1: Sin tabiquería.

2: Tabiquería con mortero de yeso.

3: Tabiquería con mortero de cal.

4: Tabiquería con mortero de cemento.

5: Dentro de los paréntesis, valores que harían coherente el cuadro.

6: Dentro de los corchetes, valores más realistas para voladizos.

Entre paréntesis figuran los valores que harían coherente el cuadro, aunque realmente las correcciones no tienen excesiva importancia. Tal vez los valores de las esbelteces de voladizos sean excesivamente arriesgados. Las cifras entre corchetes son tal vez más coherentes con la realidad de la reducida cabeza comprimida de los voladizos.

Estos valores coinciden razonablemente con los cálculos para semiviguetas pretensadas y armadas con AE400. Cuando la armadura sea AE500 las esbelteces deberían multiplicarse por 0,9 y por 0,8 para acero AE600.

Las esbelteces máximas reflejadas en la tabla 2, constituyen un criterio de diseño razonable para todos aquellos forjados en que la capa de compresión es solidaria con las cabezas de las viguetas, en caso contrario las esbelteces límite deberían aún ser rebajadas.

En los forjados cruzados y las losas, la rigidez es mayor, y las tensiones en el hormigón aún más reducidas, por lo que las esbelteces permitidas son mayores.

Costes indicativos

Analizaremos el coste de diversas soluciones tipo de estructuras superficiales.

Usaremos como unidad de coste el kilogramo de acero en ϕ (redondos) de armado, que llamaremos kg ϕ , y expresaremos en coste equivalente los del resto de los elementos que componen el forjado.

Los costes reales variarán con los fabricantes, aunque las dispersiones serán menores de lo que en general alegan las marcas comerciales siempre que no se rebajen los coeficientes de seguridad.

En aquellas estructuras superficiales susceptibles de trabajar en dos direcciones, losas y forjados cruzados, estudiaremos separadamente las hipótesis de apoyo sobre vigas o sobre soportes.

En todos los casos supondremos un esquema de armado del tipo de la figura 4 correspondiente a una banda de 1 m de ancho.

La armadura por metro cuadrado de superficie será para forjados unidireccionales

$$U_s/m^2 = \frac{qs^2}{16} \frac{1}{z} \frac{1}{f_{sd}/1,6} 0,8 \quad 1,6 \text{ s/s} \cdot 1 \text{ (kg } \phi \text{)}$$

siendo z : valor conservador para el brazo de palanca = 0,8 t (m)
 0,8: Densidad del acero (kg/m³)
 1,6 s: Longitud total de la armadura (m)
 f_{sd} : Tensión de la armadura (Tm/m²)
 λ_i : Esbeltez geométrica del forjado = s/t
 q : Carga nominal de uso (para viviendas $q \approx 0,65$ (Tm/m²)).

la expresión se transforma en:

$$U_s = \frac{q}{f_{sd}/1,6} \frac{1}{10} \lambda_i s = 0,0361 q \lambda_i s \text{ (kg } \phi \text{) para acero AE 500.}$$

Son, pues, factores determinantes en la cantidad de armadura: la esbeltez, la luz y la carga, con igual importancia todos los parámetros.

La esbeltez λ_i es elegida en función de la tabiquería, la carga q es dada, por lo que podemos decir, en estas circunstancias, que el armado es proporcional a la luz de forjado s .

Si se emplea acero AE400, la expresión anterior habrá que dividir por 0,8 y si se emplea acero AE600, se dividirá por 1,2.

En el caso de losas o forjados cruzados sobre pilares (según norma), si suponemos una modulación cuadrada, la cantidad de armadura por unidad de superficie será exactamente doble de la indicada anteriormente. Si la relación de luces es $\alpha < 1$, la armadura por m² será $(1 + \alpha^2)$ veces la armadura de la luz mayor o $1 + \frac{1}{\alpha^2}$ veces la armadura de la luz menor (ambas expresiones son idénticas, ya que el armado de la luz menor es α^2 veces el armado de la luz mayor).

En el caso de losas o forjados sobre vigas suficientemente rígidas o sobre muros, la armadura total se mantendrá sensiblemente igual a la obtenida para

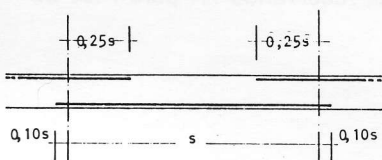


Figura 4.

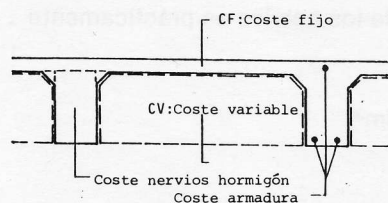


Figura 5.

el forjado unidireccional, ya que, aunque existe armadura en las dos direcciones, el momento de diseño en cada una se reduce aproximadamente a la mitad.

Consideramos en lo que sigue que el metro cúbico de hormigón tiene un coste de 90 kg ϕ .

Analizaremos separadamente los componentes básicos del coste total del forjado por m² de superficie:

CF: Coste fijo, inherente al tipo de forjado y su proceso de ejecución.

TABLA 3

Costes fijos indicativos	Forjado unidireccional bovedillas		Forjado bidireccional bovedillas		Losa maciza sob. soportes
	Recuperables	Cerámicos	Recuperables	Cerámicos	
Mano de obra	12,5	12,5	12,5	12,5	
Prefabricación viguetas		3,0			
Amortización casetones ¹	5,0		5		
Capa de compresión	3,0	3,0	3	3	
Armadura transversal	0,5	0,5			
Sopandas		0,5	1,0	1,0	
Encofrado					18
Bovedilla (p/p fija)		3,5		3,5	
	21,0	23,0	21,5	20,0	18

¹ Incluido y encofrado necesario.

CV: el coste variable que se compone de:

a) Coste de armaduras.

En los forjados unidireccionales había llegado a la expresión de los Kg ϕ/μ^2 :

$$0,0361 q \lambda_t \cdot S \quad \text{para un acero AE500}$$

q varía poco en el canto del forjado y en viviendas será $q = 0,65 \text{ Tm/m}^2$, lo que da

$$0,0235 \lambda_t \cdot S \text{ (Kg } \phi/\text{m}^2\text{)}$$

en los forjados bidireccionales q será algo mayor $q = 0,2 \text{ Tm/m}^2$ y para una modulación cuadrada el armado total será doble que en el forjado unidireccional aunque no habrá coste de vigas, el peso de acero por m² de forjado será

$$0,050 \lambda_t \cdot S \text{ (Kg } \phi/\text{m}^2\text{)}$$

en las losas el peso es variable en el canto, para n viviendas $q = 0,4 + 2,5t$ (Tm/m²) lo que dará una armadura por m² de:

$$2 \cdot 0,0361 \lambda_t \cdot S \cdot (0,4 + 2,5t) = 0,029 \lambda_t \cdot S + 0,18 S^2 \text{ (Kg } \phi/\text{m}^2\text{)}$$

b) Coste de los nervios y el material de relleno entre los mismos, caso de existir.

En los forjados unidireccionales podemos estimar que los nervios representan 1/6 del volumen del forjado, lo que da un equivalente en Kg ϕ de:

$$\frac{90}{6} \cdot t = 15t = \frac{15}{\lambda_t} \cdot S \text{ (Kg } \phi/\text{m}^2\text{)}$$

el coste de las bovedillas puede situarse en equivalente de Kg ϕ en:

$$3,5 + 18t \text{ (Kg } \phi/\text{m}^2\text{)}$$

(la parte fija ha sido ya incluida en el apartado de costos fijos del forjado) quedando como variable

$$\frac{\lambda_t}{\lambda_t} \cdot S \text{ (Kg } \phi/\text{m}^2\text{)}$$

en los forjados bidireccionales la repercusión de los nervios es prácticamente doble

$$30t = \frac{30}{\lambda_t} \cdot S \text{ (Kg } \phi/m^2)$$

en las losas el coste del hormigón es de:

$$90t = \frac{90}{\lambda_t} \cdot S \text{ (Kg } \phi/m^2)$$

combinando todos estos factores podemos llegar a las expresiones indicativas de los costes de distintos tipos de forjados, en los que debe tenerse en cuenta que en el caso de forjados unidireccionales es preciso agregar la repercusión de las vigas para obtener valores de coste comparables con los de bidireccionales y losas:

COSTES INDICATIVOS (KG ϕ/M^2)

FORJADOS UNIDIRECCIONALES:

IN SITU CON BOVEDILLA RECUPERABLE:

$$C = 21 + 0,0235 \lambda_t + \frac{15}{\lambda_t} \cdot S$$

SEMIVIGUETAS Y BOVEDILLA CERAMICA:

$$C = 23 + 0,0235 \lambda_t + \frac{33}{\lambda_t} \cdot S$$

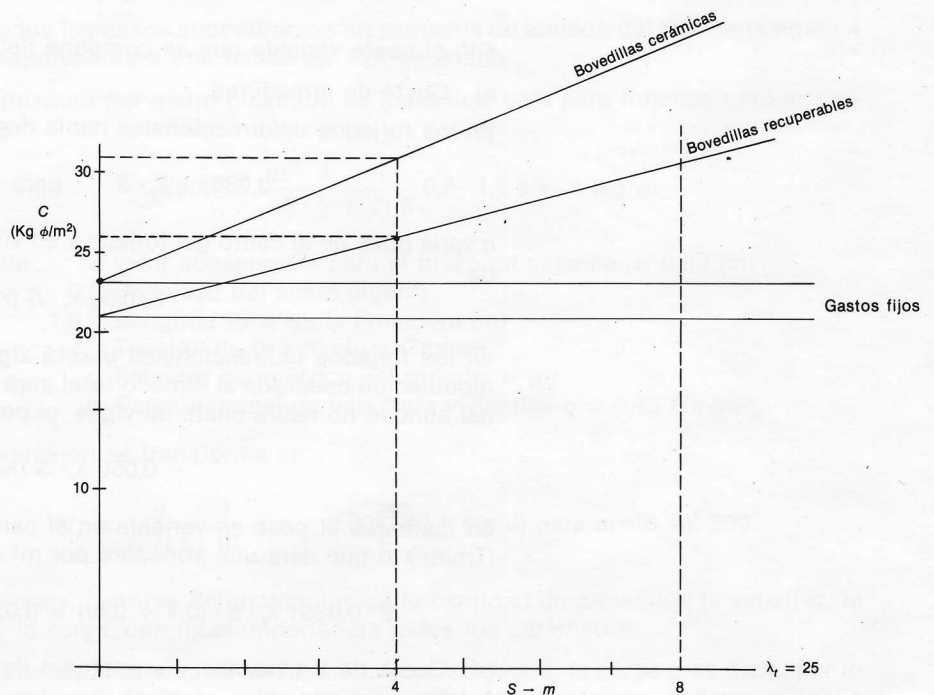


Figura 6. Coste indicativo de forjados unidireccionales.

FORJADOS BIDIRECCIONALES:

BOVEDILLA RECUPERABLE:

$$C = 21,5 + 0,05 \lambda_t + \frac{30}{\lambda_t} \cdot S$$

BOVEDILLA CERAMICA:

$$C = 20 + 0,05 \lambda_t + \frac{45}{\lambda_t} \cdot S$$

LOSA SOBRE SOPORTES:

$$C = 18 + 0,03 \lambda_t + \frac{90}{\lambda_t} \cdot S + 0,18 S^2$$

estas expresiones permiten obtener para cada caso la esbeltez correspondiente al coste mínimo, que resulta ser en todos los casos superior a la admisible por deformación, por lo que parece evidente que la opción de diseño en principio elegía este canto mínimo admisible por deformación como canto del forjado.

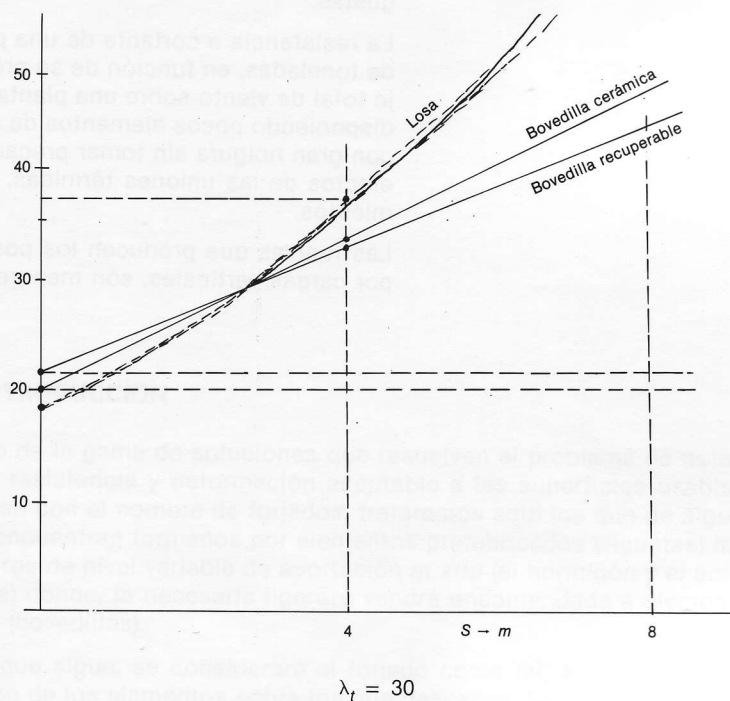


Figura 7. Coste indicativo de fijos bideireccionales, losas sobre soportes, modulación cuadrada.

No obstante, el aumento de coste para cantos algo superiores al mínimo no es muy acusado. Por lo que no merece la pena apurar excesivamente cantos, ya que además cuanto mayores sean el canto y el peso existirán menos problemas de vibraciones y transmisión de ruidos.

Por ejemplo, aun en el caso de forjados cerámicos que aumentan de coste más rápidamente con el canto, para 5 m de luz, pasar de una esbeltez 25 a una esbeltez 30 puede representar un aumento de coste del orden de 1,6%.

En la figura 6, para esbelteces $\lambda_t = 25$, quedan reflejados los costes comparativos de forjados unidireccionales.

Podemos observar que el crecimiento de coste con la luz es relativamente pequeño salvo en el caso de las losas. Quedan de manifiesto la alta repercusión de los costes fijos CF, siendo mínimas las variaciones de coste ante aumentos de peso y canto discretos.

RESISTENCIA DE LOS FORJADOS A SOLICITACIONES EN SU PLANO

La rigidez de un forjado en su plano es extraordinariamente grande en comparación con cualquier tipo de pórticos o triangulaciones, por lo que puede asegurarse que los nudos de una estructura situados en una planta no pueden desplazarse más que mediante una combinación de traslación y giro, manteniendo invariables sus respectivas distancias. En consecuencia, cualquier estudio traslacional de los pórticos que componen una estructura debe hacerse teniendo en cuenta esta limitación de movimiento.

Al igualarse los movimientos horizontales de los pisos de los distintos pórticos, aparecen esfuerzos de flexión y cortadura (a no ser que todos los pórticos sean idénticos y estén sometidos a las mismas acciones).

Es conveniente, siempre que sea posible, introducir en el diseño simetrías en la estructura para evitar giros.

El forjado en unión con las vigas forma una retícula de gran resistencia a flexión, ya que la armadura de los elementos de borde juega con un brazo de palanca igual al ancho de la planta.

La resistencia a cortante del forjado también es muy alta:

- La capa de compresión de espesor mínimo 3 cm resiste un cortante de servicio del orden de 1 Tm/m^2 .
- La armadura transversal mínima de la capa de compresión (teniendo en cuenta que en sentido perpendicular están las viguetas (más armadas aún), tiene una capacidad mecánica mínima de diseño de 2.000 kg/m , y por tanto de servicio igual a $1,25 \text{ Tm/m}$.

Lo que da un cortante total de $2,25 \text{ Tm/m}$, sin que haya riesgo de pandeo de las bielas de hormigón comprimido por el arriostramiento de las propias viguetas.

La resistencia a cortante de una planta es, pues, del orden de varias decenas de toneladas, en función de su profundidad. Teniendo en cuenta que el empuje total de viento sobre una planta de 40 m de largo es del orden de 12 *to*, aun disponiendo pocos elementos de arriostramiento, los cortantes son resistidos con gran holgura sin tomar precauciones especiales, lo mismo ocurre con los efectos de las uniones térmicas, a no ser que la planta presente estrangulamientos.

Las fuerzas que producen los posibles corrimientos horizontales de pórticos por cargas verticales, son menores aún.