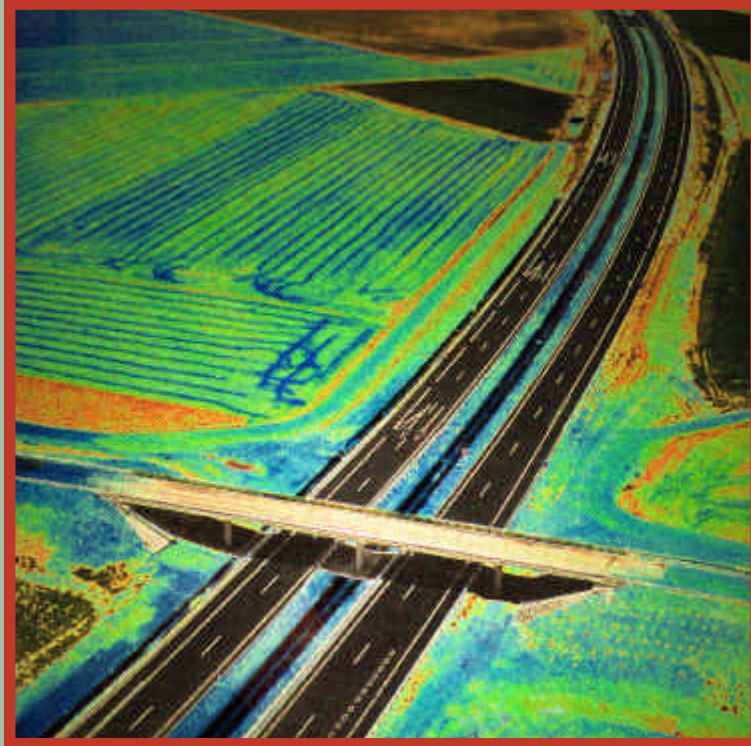


serie normativas

Instrucciones de construcción



Obras de paso de nueva construcción

Conceptos generales



MINISTERIO
DE FOMENTO

DIRECCIÓN GENERAL
DE CARRETERAS

serie normativas

Obras de paso de nueva construcción

Conceptos generales



2000

Este trabajo ha sido realizado por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. La ingeniero responsable, D.^a Olga Calvo Lucas, ha contado para su elaboración con la asistencia de D. Juan Luis Alcalá Sánchez, D. Florencio del Pozo Vindel y D. José M.^a Villar Luengo.

Se invita a los usuarios al análisis crítico de su contenido. Los comentarios y sugerencias pueden ser remitidos al Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras.

ESPAÑA. Dirección General de Carreteras

Obras de paso de nueva construcción: conceptos generales /
Dirección General de Carreteras. - Madrid : Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2000

94 p. : il. ; 30 cm.-(Serie normativas. Instrucciones de construcción)

CARRETERAS-Instalaciones accesorias
PUENTES DE CARRETERA-Normas técnicas

624.2/.8
625.745.1



1ª EDICIÓN. MAYO 2000

Edita: Centro de Publicaciones
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento ©

I.S.B.N.: 84-498-0474-4
NIPO: 161-00-056-1
Depósito Legal: M-24.349-2000
Fotocomposición: AM-2000
Imprime: Cofás, S. A.

Diseño cubierta: Carmen G. Ayala

Impreso en papel reciclado

PRÓLOGO

Los avances técnicos que se han producido en las últimas décadas, han propiciado la aparición de un amplio espectro de tipologías de obras de paso. Ello, unido al fuerte impulso inversor de las dos últimas décadas, ha conducido a disponer en este momento de la suficiente experiencia en la Dirección General de Carreteras en materia de concepción, cálculo estructural, tecnología de los materiales, sistemas constructivos, así como en los aspectos más significativos de la conservación y reparación de estructuras.

Por todo lo anterior, se ha considerado interesante disponer del documento que aquí presentamos, y que pretende ser una ayuda a los Ingenieros Directores de proyectos y obras, así como a los Jefes de Unidades de Carreteras, en su quehacer diario en materia de obras de paso.

En síntesis, el documento plasma criterios tendentes a la armonización de las soluciones tipológicas, así como en los referentes a tableros, pilas, estribos, cimentaciones y elementos funcionales; el último capítulo se dedica a los casos más frecuentes actualmente en el proyecto y construcción de obras de paso de autovías.

Por último, una decidida intención al redactar este documento ha sido mantenerlo "vivo" y permanentemente actualizado. Todo ello, lógicamente, con la necesaria aportación de todos los ingenieros vinculados con las obras de paso, a los que desde aquí les pido sus ideas al respecto.

EL DIRECTOR GENERAL
DE CARRETERAS

Juan Fco. Lazcano Acedo

ÍNDICE

	<i>Página</i>
INTRODUCCIÓN	9
1. CONCEPTOS GENERALES	11
1.1. DEFINICIONES	11
1.2. CONDICIONANTES PARA EL PROYECTO	12
1.2.1. Condicionantes funcionales	12
1.2.2. Condicionantes de trazado	12
1.2.3. Condicionantes geológicos y geotécnicos	13
1.2.4. Condicionantes constructivos	14
1.2.5. Condicionantes económicos	14
1.2.6. Condicionantes estéticos	15
1.2.7. Condicionantes medioambientales	16
1.3. MATERIALES	16
1.4. TIPOS DE OBRAS DE PASO	17
1.5. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	21
1.5.1. Tableros	21
1.5.1.1. Constituidos por elementos prefabricados	21
1.5.1.2. Construidos "in situ" o con dovelas prefabricadas	22
1.5.1.2.1. <i>Cimbrado convencional</i>	22
1.5.1.2.2. <i>Tramos sucesivos</i>	24
1.5.1.2.3. <i>Empuje</i>	25
1.5.1.2.4. <i>Avance en voladizo</i>	26
1.5.2. Pilas y estribos	27
2. TABLEROS	29
2.1. TABLEROS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL	29
2.1.1. Tableros constituidos por vigas prefabricadas	29
2.1.1.1. Tipos de sección. Esbelteces	30
2.1.1.2. Procesos constructivos	31
2.1.1.3. Rango de utilización	32
2.1.1.4. Cuantías	32
2.1.2. Tableros losa	32
2.1.2.1. Secciones transversales	32
2.1.2.2. Disposiciones longitudinales. Esbelteces	35
2.1.2.3. Procesos constructivos	35
2.1.2.4. Rango de utilización	36
2.1.2.5. Cuantías	36
2.1.3. Tableros nervados	37

2.1.3.1. Secciones tipo. Esbelteces	37
2.1.3.2. Procesos constructivos	39
2.1.3.3. Rango de utilización	39
2.1.3.4. Cuantías	39
2.1.4. Tableros de sección cajón	40
2.1.4.1. Sección transversal. Esbelteces	40
2.1.4.2. Procesos constructivos	43
2.1.4.2.1. Construcción por tramos sucesivos	43
2.1.4.2.2. Construcción por empuje	44
2.1.4.2.3. Construcción por voladizos sucesivos	45
2.1.4.3. Rango de utilización	48
2.1.4.4. Cuantías	48
2.2. TABLEROS MIXTOS	50
2.2.1. Secciones en cajón único o múltiple	50
2.2.1.1. Secciones tipo. Esbelteces	50
2.2.1.2. Procesos constructivos	52
2.2.1.3. Rango de utilización	52
2.2.1.4. Cuantías	52
2.2.2. Secciones con vigas metálicas	55
2.2.2.1. Secciones tipo. Esbelteces	55
2.2.2.2. Procesos constructivos	56
2.2.2.3. Rango de utilización	57
2.2.2.4. Cuantías	57
3. PILAS	61
3.1. PILAS DE ALTURA MODERADA	61
3.1.1. Pilas de tipo tabique	61
3.1.2. Pilas con uno o varios fustes	62
3.2. PILAS DE GRAN ALTURA	64
4. ESTRIBOS	67
4.1. ESTRIBOS CERRADOS	67
4.2. ESTRIBOS ABIERTOS	69
4.3. SILLAS-CARGADERO	70
4.4. ESTRIBOS DE TIERRA ARMADA	70
4.5. LOSAS DE TRANSICIÓN	72
5. CIMENTACIONES	75
5.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES	75
5.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS	76

6. ELEMENTOS FUNCIONALES	79
6.1. APOYOS	79
6.2. JUNTAS	80
6.3. BARRERAS Y PRETILES	83
6.4. DRENAJE	83
7. APLICACIONES CONCRETAS	85
7.1. PASOS SUPERIORES	85
7.1.1. Consideraciones de proyecto	85
7.1.1.1. Aspectos de trazado	85
7.1.1.2. Aspectos estructurales	86
7.1.1.3. Aspectos constructivos	87
7.1.1.4. Aspectos estéticos	88
7.1.1.5. Aspectos económicos	89
7.1.2. Soluciones recomendadas	90
7.2. PASOS INFERIORES	90
7.2.1. Soluciones posibles	90
7.2.2. Consideraciones de proyecto	91
7.2.2.1. Aspectos de trazado	91
7.2.2.2. Aspectos estéticos	92
7.2.2.3. Aspectos económicos	92
7.2.3. Soluciones recomendadas	93
7.3. OTROS PUENTES Y VIADUCTOS	93

INTRODUCCIÓN

Con este documento se pretende mostrar cuáles son las obras de paso de carretera que, con mayor frecuencia, se proyectan y construyen en nuestro país. Por tanto, aunque se relacionan, no se desarrollan tipos que por sus características no son de uso frecuente o susceptibles de sistematización. Tal es el caso de los puentes colgantes, atirantados, arcos, etc.; o los puentes con pretensado exterior, que tampoco se analizan por ser ésta una aplicación del pretensado de la que en España hay, por el momento, pocas realizaciones. Asimismo, tampoco se incluyen las estructuras de acero corrugado galvanizado, ni las pasarelas y, aunque algunos de los tipos estructurales analizados se emplean para la construcción de obras de drenaje, éstas también quedan fuera del ámbito de aplicación de este documento.

Se consideran no solamente los aspectos estructurales, fundamentalmente condicionados por las luces a salvar y con los que se encuentran estrechamente ligados los posibles tipos estructurales de obras de paso, sino también otros aspectos de carácter constructivo, de conservación y explotación, estéticos, etc., que pueden condicionar, tanto o más que los estructurales, la elección de un determinado tipo.

El documento se ha organizado en siete capítulos. El capítulo 1, de carácter general, trata aquellos aspectos que son comunes a la mayoría de las obras de paso. Hace especial hincapié en los condicionantes de proyecto y en la relación que existe entre las luces de vano y las posibles tipologías estructurales, así como entre los rangos de luces y los posibles procedimientos constructivos.

En los capítulos 2 a 6, dado que algunos de los elementos de las obras de paso pueden resultar comunes a diferentes tipos estructurales, y para que la exposición resulte más clara, se analizan respectivamente:

- Tableros.
- Pilas.
- Estribos.
- Cimentaciones.
- Elementos funcionales.

Por último en el capítulo 7, en base a lo expuesto en los capítulos anteriores, se analizan con mayor extensión los tipos de obras de paso de más frecuente utilización en los proyectos de autovías, estudiándolos bajo tres epígrafes: pasos superiores, pasos inferiores y otros puentes y viaductos.

1.

CONCEPTOS GENERALES

1.1. DEFINICIONES

Puente de carretera. De acuerdo con la IAP, “en el concepto puentes de carretera, se consideran incluidas las obras de paso que soportan cualquier tipo de vía definida en la Ley de Carreteras y en el Reglamento que la desarrolla, como de competencia estatal, cuya función sea, por tanto, salvar una discontinuidad en un trazado para permitir el paso del tráfico rodado formado por vehículos convencionales del parque automovilístico que circula por la Red”.

A efectos de la D.G.C., dentro de las obras de paso, las estructuras se clasifican según la luz libre del vano mayor (L) en:

Tipo de obra de paso	Tajea	Alcantarilla	Pontón	Puente
Luz del vano mayor (L, en m)	$L \leq 1$	$1 < L \leq 3$	$3 < L \leq 10$	$L > 10$

Viaducto. Puente de gran longitud y número de vanos.

Paso Superior. Respecto de la vía que se considere, se denomina así a la obra de paso situada por encima de dicha vía.

Paso Inferior. Respecto de la vía que se considere, se define así a la obra de paso que la soporta.

Superestructura de un puente. En este término se engloban todos los elementos estructurales de la obra de paso y los funcionales que les son anexos, soportados por la subestructura. Como ejemplo de elementos estructurales se puede citar el tablero y, en su caso, el arco de un puente arco, los tirantes y el pilono de un atirantado, etc. Como elementos funcionales están las juntas, el pavimento, la impermeabilización del tablero, los pretilas, etc.

Subestructura de un puente. En general, se incluyen en este concepto las pilas, estribos, apoyos, terraplenes, bajantes de los sistemas de drenaje, etc.

Infraestructura de un puente. Está constituida por la cimentación.

Estructura isostática. Aquella en que los esfuerzos quedan determinados exclusivamente por las condiciones de equilibrio.

Estructura hiperestática. Aquella en la que para la obtención de los esfuerzos, es necesario hacer intervenir las ecuaciones de equilibrio y las de compatibilidad. Dependiendo de su flexibilidad, será sensible en mayor o menor medida a los movimientos de sus apoyos.

Luz libre de vano. Distancia horizontal entre paramentos contiguos de las pilas y/o estribos que delimitan un vano (figura 1).

Luz de cálculo de vano. Distancia horizontal entre ejes de apoyo de un vano. En lo sucesivo a la luz de cálculo se le denominará simplemente luz (figura 1).

Longitud del puente. Distancia horizontal entre juntas de dilatación extremas de un tablero, medida según el eje de la plataforma que soporta (figura 1).

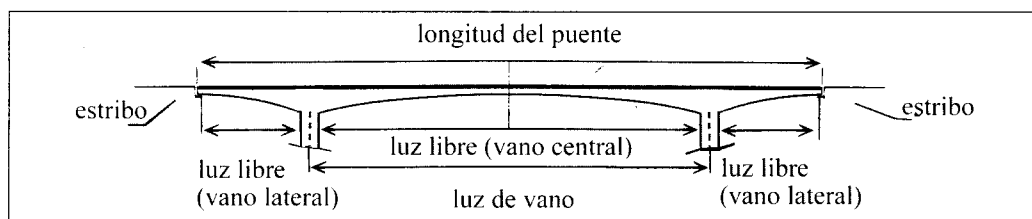


Figura 1

Gálibo vertical. Distancia vertical libre entre el tablero de la estructura y el obstáculo que salva, medida en el punto en el que ésta es mínima.

Gálibo horizontal. Distancia horizontal entre los paramentos contiguos de las pilas y/o estribos que delimitan un vano, obtenida en el punto más desfavorable.

Esbeltez. Relación entre el canto de un tablero y su luz.

1.2. CONDICIONANTES PARA EL PROYECTO

Las obras de paso forman parte, en general, de un proyecto mucho más amplio con el que mantienen una interrelación en la que se condicionan mutuamente. Por tanto, las estructuras no son nunca un hecho aislado que se pueda diseñar y proyectar con total libertad, sino que existen una serie de condicionantes que deben ser considerados "a priori". Entre otros se pueden citar:

- Los funcionales.
- De trazado.
- Geológicos y geotécnicos.
- Constructivos.
- Económicos.
- Estéticos.
- Medioambientales.

A partir de ellos el proyectista deberá elegir:

- El tipo estructural.
- Los materiales.
- El procedimiento constructivo.
- Las características de los elementos funcionales.

En los siguientes epígrafes se analizan cada uno de los grupos de condicionantes enumerados, tratando de resaltar los aspectos más significativos y su posible incidencia en la elección de las características de la obra de paso.

1.2.1. Condicionantes funcionales

Es necesario identificar claramente la finalidad de la estructura, distinguiendo cuáles son las características esenciales que ha de tener, cuáles las convenientes y cuáles son simplemente accesorias. Así, por ejemplo, una pasarela debe satisfacer unas limitaciones de vibración diferentes a las de un paso inferior de autovía que no tenga tráfico peatonal; las juntas de un estructura que soporte una autovía con gran tráfico deben satisfacer unos requisitos de mantenimiento y reposición diferentes a los de un paso superior sobre dicha autovía; etc.

1.2.2. Condicionantes de trazado

Son condicionantes de trazado todos aquellos, con incidencia sobre la obra de paso, que se derivan de la definición geométrica completa de la calzada que soporta y de la del obstáculo que deba salvar: carretera, vía de ferrocarril, curso de agua, etc.

Entre ellos se pueden citar los siguientes:

- Geometría en planta y alzado.
- Sección transversal de la vía que ha de ser soportada:
 - Anchura de la calzada.
 - Anchura de la mediana.
 - Peralte.
- Gálibos vertical y horizontal exigidos y/o, en su caso, necesidades de desagüe.
- Previsión de futuras ampliaciones.

Aunque lo habitual en el proyecto de un tramo de autovía o de carretera es que en primer lugar se defina el trazado, tanto en planta como en alzado, y posteriormente, ciñéndose a ese trazado, se encajen las estructuras; debería plantearse desde un primer momento un análisis conjunto del trazado y de las obras de paso, para optimizar el proyecto evitando, siempre que sea posible, estructuras excesivamente complejas y por tanto costosas, que con ligeras modificaciones en la geometría de la traza podrían simplificarse en su diseño y construcción, con la consiguiente economía.

Se muestran a continuación algunos ejemplos de lo anteriormente enunciado :

- Rasantes excesivamente ajustadas. Condicionan, en función de los gálibos verticales mínimos, los cantos máximos de las estructuras que han de ser proyectadas y, por tanto, están limitando las posibilidades de elección de soluciones y encareciendo las posibles. Además, en caso de salvar una carretera, son un condicionante a las futuras repavimentaciones de ésta si se desea evitar que se produzcan impactos contra el tablero por falta de gálibo.
- Cruces con fuerte esviaje. Dan lugar a estructuras más largas y con mayores luces de lo necesario, lo que en algunos casos obliga a proyectar soluciones de cierta singularidad, como por ejemplo las pérgolas, que aunque no plantean dificultad alguna, tienen un coste mayor que soluciones más convencionales.
- Carriles de incorporación o de salida dentro de las estructuras. Originan tableros de ancho variable que, además de resultar más caros, pueden invalidar o dificultar algunos procesos constructivos, tales como el empleo de autocimbras, o soluciones prefabricadas.
- Enlaces excesivamente complejos. Dificultan la disposición de los soportes de las estructuras, lo que habitualmente conlleva aumento de la luz de los vanos y/o vanos descompensados y, como consecuencia, soluciones más caras.

1.2.3. Condicionantes geológicos y geotécnicos

La geología no sólo puede condicionar, de una manera general, la elección de un trazado, sino que en algunos casos puntuales la aparición de una falla, un cambio brusco en el buzamiento, etc., pueden incidir en la ubicación de los apoyos y, por tanto, en la luz de los vanos de la estructura.

Desde el punto de vista geotécnico, la capacidad resistente del terreno no sólo puede llevar a no considerar determinadas soluciones, como por ejemplo un arco inferior si ésta no resulta elevada, sino que incluso puede:

- Limitar la luz máxima de vano a fin de disminuir las cargas transmitidas a las cimentaciones.

- Inducir a la elección de tipologías de menor peso propio, como pueden ser las soluciones metálicas o mixtas frente a las soluciones de hormigón.
- Repercutir en la elección del material, v.g. hormigones ligeros u hormigones de alta resistencia en lugar de soluciones más tradicionales.
- Aumentar el número de vanos de la estructura para evitar la construcción de estribos de una altura excesiva para la capacidad resistente de terreno.
- Incluso en el aspecto constructivo, si el terreno es de muy baja capacidad portante, como por ejemplo los fangos, podría ser desaconsejable el uso de cimbras convencionales apoyadas en el terreno natural, por el riesgo de movimientos en la propia cimbra.

Conviene señalar que siempre se han de estimar los posibles asentamientos del terreno puesto que, aunque en el caso de estructuras isostáticas no producen en general esfuerzos en el tablero, pueden ser inadmisibles desde el punto de vista funcional, al originar problemas en la rodadura de la vía que soportan.

1.2.4. Condicionantes constructivos

El tipo estructural guarda una íntima relación con su proceso constructivo, por lo que las limitaciones que este tenga incidirán en la solución elegida. Así, por ejemplo, dificultades constructivas para realizar las pilas, ya sea por problemas de accesibilidad o por la presencia de cursos de agua, pueden aconsejar, aun manteniendo la misma longitud total de la obra de paso, disminuir el número de vanos aumentando su luz.

Entre las circunstancias que pueden condicionar el proceso constructivo se pueden citar:

- Altura de rasante. Si la distancia de la rasante al terreno es excesiva, puede verse dificultado o imposibilitado el uso de cimbras convencionales.
- Accesibilidad y topografía. Viaductos con dificultades de acceso pueden, por ejemplo, aconsejar el empleo de soluciones empujadas.
- Plazo y programa de obra. Plazos muy estrictos pueden llevar a optar, v.g., por el empleo de soluciones prefabricadas.
- Posibilidad de ejecutar desvíos provisionales. Pasos sobre vías en servicio en las que, no siendo posible hacer los siempre costosos y peligrosos desvíos provisionales, no es viable o aconsejable cimbrar, pueden llevar a soluciones empujadas, voladas o con elementos prefabricados, que perturben lo menos posible el tráfico de la vía inferior.
- Geometría de la traza. El trazado en planta y alzado puede condicionar, por ejemplo, la utilización de soluciones empujadas, ya que este procedimiento constructivo sólo es posible cuando el trazado es una recta de pendiente uniforme o una hélice de planta circular y paso constante.

1.2.5. Condicionantes económicos

La evaluación económica de una estructura debe hacerse teniendo en cuenta su coste global, es decir, no sólo el coste de sus materiales según proyecto, sino los costes asociados a la construcción, explotación, mantenimiento e incluso demolición (lo que sería siempre necesario en el caso de estructuras provisionales). Únicamente en función de este coste se podrán analizar las distintas alternativas posibles en cada caso concreto. Así, por ejemplo:

- Dependiendo del momento, el precio de los materiales, de la mano de obra o de determinados elementos, v.g. los prefabricados, se ve muy condicionado por las leyes de la oferta y la demanda.
- La importancia o el número de estructuras permiten que los medios auxiliares: cimbra, autocimbra, carros de avance, etc., sean o no amortizados plenamente.
- Adelantos o retrasos de la entrada en servicio de una estructura en función del proceso constructivo seleccionado, pueden tener grandes implicaciones económicas.
- Estructuras metálicas o mixtas de acero estructural no autopatinable, o autopatinable (Corten, Ensacor) en ambientes marinos o zonas de gran pluviosidad, necesitan una protección de pintura en sus superficies, implicando unos costes de conservación que se verán muy incrementados si la accesibilidad no es buena.
- Los residuos de la demolición de una estructura son menores si ésta es metálica o mixta que si es de hormigón.

Determinado el coste económico de una estructura, teniendo en cuenta todos los factores indicados, el peso que se le quiera dar a éste para decantarse por una solución concreta, será una decisión que en cada caso se habrá de ponderar adecuadamente.

1.2.6. Condicionantes estéticos

Las estructuras se integran o se deben integrar en el entorno y, en la medida de lo posible, deben resultar agradables al usuario, ya que no puede evitar ser consciente de su existencia. Aunque la “estética” es subjetiva y sus condicionantes suelen estar ligados al tiempo y al espacio, se exponen a continuación una serie de consideraciones:

- Un estructura estéticamente agradable no tiene por qué resultar más cara. Las formas complicadas o el tipo de estructura no aseguran una estética, sino que son los pequeños detalles los que más contribuyen a este respecto. Como ejemplos se citan:
 - Unos buenos acabados y, en su caso, coloraciones uniformes del hormigón. En este sentido es importante cuidar el tipo de encofrados a utilizar, el número de puestas, los productos desencofrantes, etc.
 - El diseño y la ejecución de los remates finales, las barreras, impostas, barandillas, etc.
 - Especial importancia tienen todos los dispositivos que eviten que el agua escurra por los paramentos manchándolos y acelerando su deterioro (goterones, detalles para la recogida y evacuación del agua, etc.), sobre todo cuando conviven el acero autopatinable sin protección exterior y el hormigón. Es fundamental considerar el aspecto estético de la obra de paso, no sólo tras su inauguración, sino a lo largo de su vida útil, ya que éste es el que ha de sufrir el ciudadano.
- Aunque se suele pensar que una mayor esbeltez hará la estructura más agradable, esto no tiene por qué ser cierto, sobre todo si no hay una cierta proporcionalidad con el resto de los parámetros de diseño de la estructura: dimensiones de pilas, estribos, etc. Un claro ejemplo se tiene en el caso de los grandes viaductos, donde para conseguir una cierta estética es fundamental que exista una adecuada relación entre la luz de los vanos y la altura de las pilas.
- Las consideraciones estéticas no pueden ser las mismas en el caso de una estructura urbana, que en el de otra situada en un entorno rural y que apenas sea visible por los usuarios.

1.2.7. Condicionantes medioambientales

Las estructuras se deben proyectar para que tengan la vida útil fijada por la normativa vigente, en un medio determinado y bajo unas condiciones ambientales, con los mínimos costes posibles de mantenimiento. Estas condiciones inciden en la elección del tipo estructural, sus materiales o el proceso constructivo. A continuación se enumeran algunos ejemplos:

- En una atmósfera muy agresiva, una losa armada puede resultar menos adecuada que una solución pretensada, ya que con esta última se controla mejor la fisuración.
- Las soluciones metálicas o mixtas, en determinadas condiciones (véase epígrafe 1.2.5), pueden ser desaconsejables frente a las soluciones de hormigón por sus mayores costes de mantenimiento.
- La presencia de cursos de agua susceptibles de provocar socavaciones pueden aconsejar no disponer pilas en los cauces, con la consiguiente limitación de tipologías posibles al aumentar la luz de los vanos.
- En cualquier caso se debe reducir al mínimo el número de juntas de dilatación (ya sea optando por estructuras hiperestáticas o, en el caso de las isostáticas de varios vanos, dando continuidad a la losa), ya que son siempre potenciales caminos de paso del agua, y cuidar el proyecto, construcción y mantenimiento de las existentes.

1.3. MATERIALES

Los materiales predominantes en nuestras estructuras son:

- En tableros: hormigón armado
hormigón pretensado
acero estructural y hormigón (tableros mixtos)
- En pilas: hormigón armado
- En estribos: hormigón armado
- En cimentaciones: hormigón armado

Para analizar en este documento las cuantías de las diferentes tipologías, se han considerado los materiales que hasta el momento son los de uso más frecuente:

- Hormigones:
 - Cimentaciones: HA-25
 - Estribos: HA-25
 - Pilas: HA-25 / HA-35
 - Tableros armados: HA-25 / HA-35
 - Tableros pretensados: HP-35 / HP-50
- Acero para armaduras:
 - Pasivas: B 500 S
 - Activas: Y 1860 S7
- Acero estructural: S355

1.4. TIPOS DE OBRAS DE PASO

Las obras de paso se pueden clasificar según diferentes criterios, pero casi todos ellos hacen referencia a las características del tablero. Así, se puede hablar de:

- Estructuras isostáticas o hiperestáticas.
- Rectas, curvas, esviadas.
- De hormigón, metálicas, mixtas, etc.
- De canto constante o variable.
- De vigas, losa maciza, losa aligerada, losa nervada, cajón.
- La superficie de rodadura puede ir sobre un tablero de losa ortótropa o sobre una losa mixta o de hormigón; esta puede ser totalmente hormigonada "in situ", o bien puede estar hormigonada sobre una base de prelosas, o estar formada por losas totalmente prefabricadas.

No obstante, una de las clasificaciones más utilizadas es la que hace referencia al tipo estructural, según la cual se puede hablar de:

- Marcos.
- Pórticos.
- Bóvedas.
- Estructuras de tramo recto, ya sean simples o de tramo continuo. A su vez se pueden clasificar en celosías y tableros constituidos por vigas, losas o cajones.
- Arcos: de tablero superior, intermedio o inferior.
- Puentes extradosados.
- Puentes con atirantamiento inferior.
- Atirantados: con atirantamiento central o doble plano de tirantes; arpa, semiarpa o abanico.
- Puentes colgantes.

En la figura 2 se puede ver alguna sección de cada una de estas tipologías. En la figura 3 se representa la relación existente entre estos tipos y los rangos de luces en los que, para estructuras de hormigón y en la actualidad, su utilización es más frecuente. Respecto a este cuadro hay que hacer varias consideraciones:

- Como quedó dicho en la introducción, aunque algunas de las tipologías analizadas se emplean para la construcción de obras de drenaje, éstas quedan fuera del ámbito de aplicación de este documento, de ahí que al especificar los rangos de luces se haya considerado como longitud mínima los cinco metros, sin que esto signifique que las obras de drenaje no puedan tener una luz superior, ni que las tipologías correspondientes no se empleen para luces menores.
- Como se ha expuesto, sólo se indican los rangos más frecuentes. Así, por ejemplo, soluciones ingeniosas han permitido construir puentes de 90 m de luz con vigas prefabricadas de 30.
- Los rangos de luces en los que se utiliza cada tipología, aumentan en el caso de las estructuras metálicas y mixtas al disminuir su peso propio. Así:
 - Con soluciones de tramo recto simple se cubren los 100 m, y se puede llegar hasta cerca de los 150 m.

- Los tramos rectos continuos constituidos por vigas metálicas de alma llena alcanzan los 300 m, rango que se incrementa en el caso de las celosías metálicas hasta superar los 500 m.
- El puente tipo pórtico abarca de los 100 a los 375 m.
- Aunque los arcos metálicos son en la actualidad menos frecuentes, se pueden establecer entre los 150 y los 500 m.
- Los atirantados están entre los 100 m y los 425 m.
- El mayor rango de luces corresponde a los colgantes, que va desde los 600 hasta los 1.500 m.

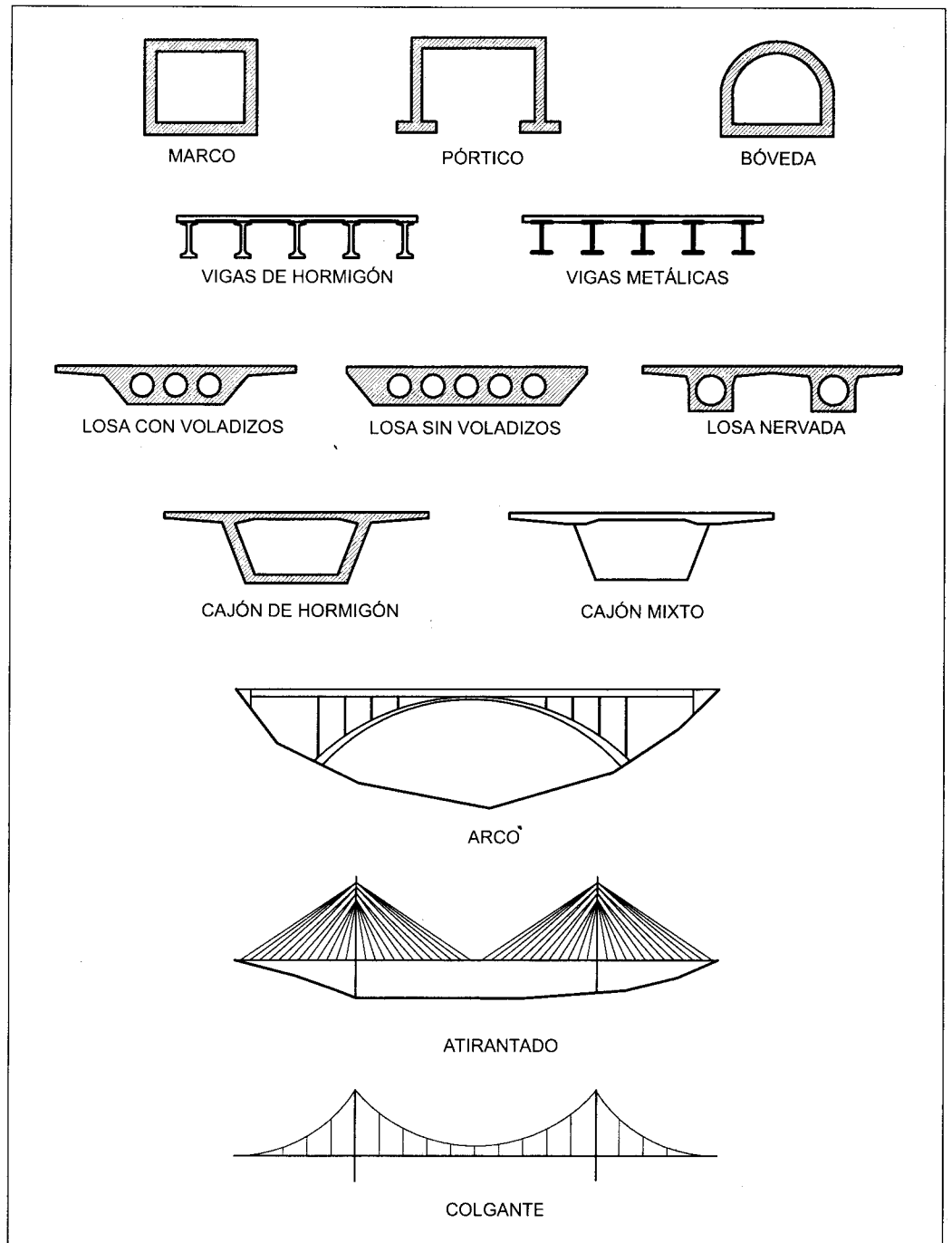
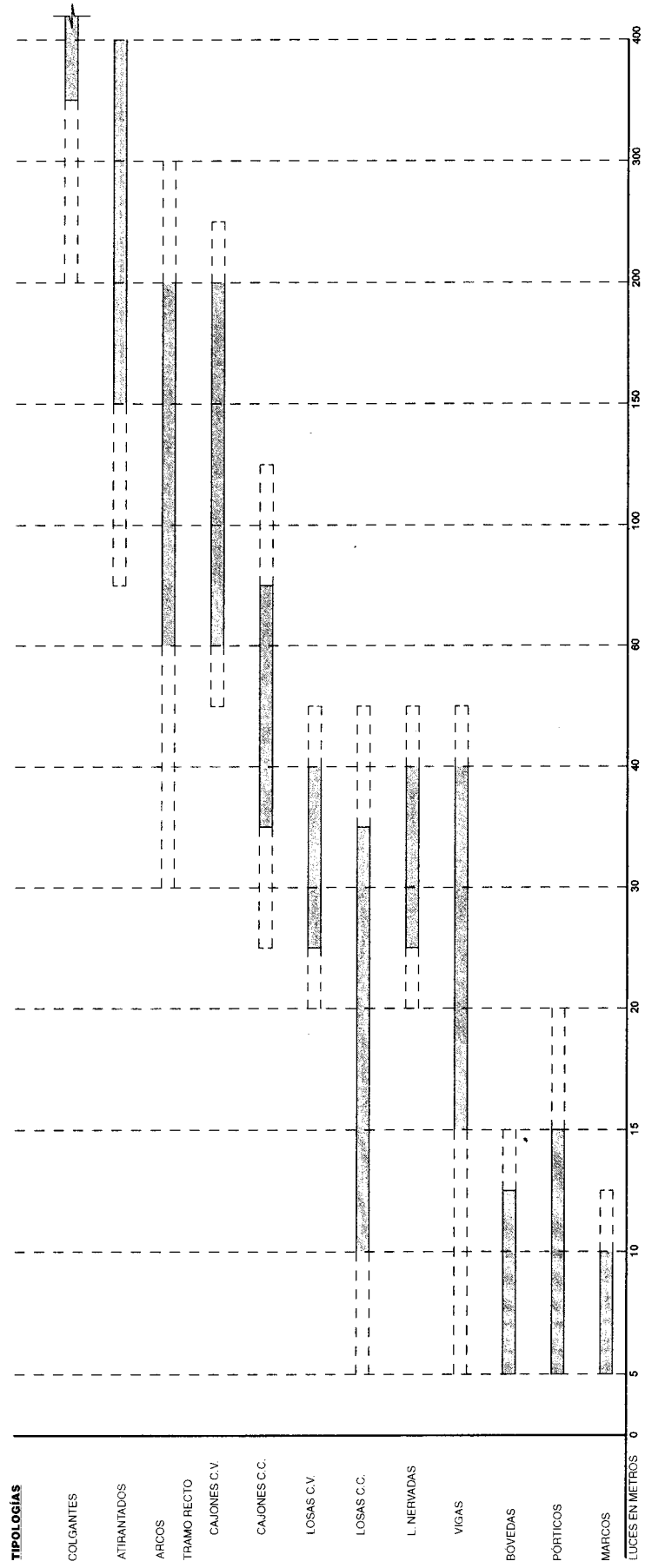


Figura 2

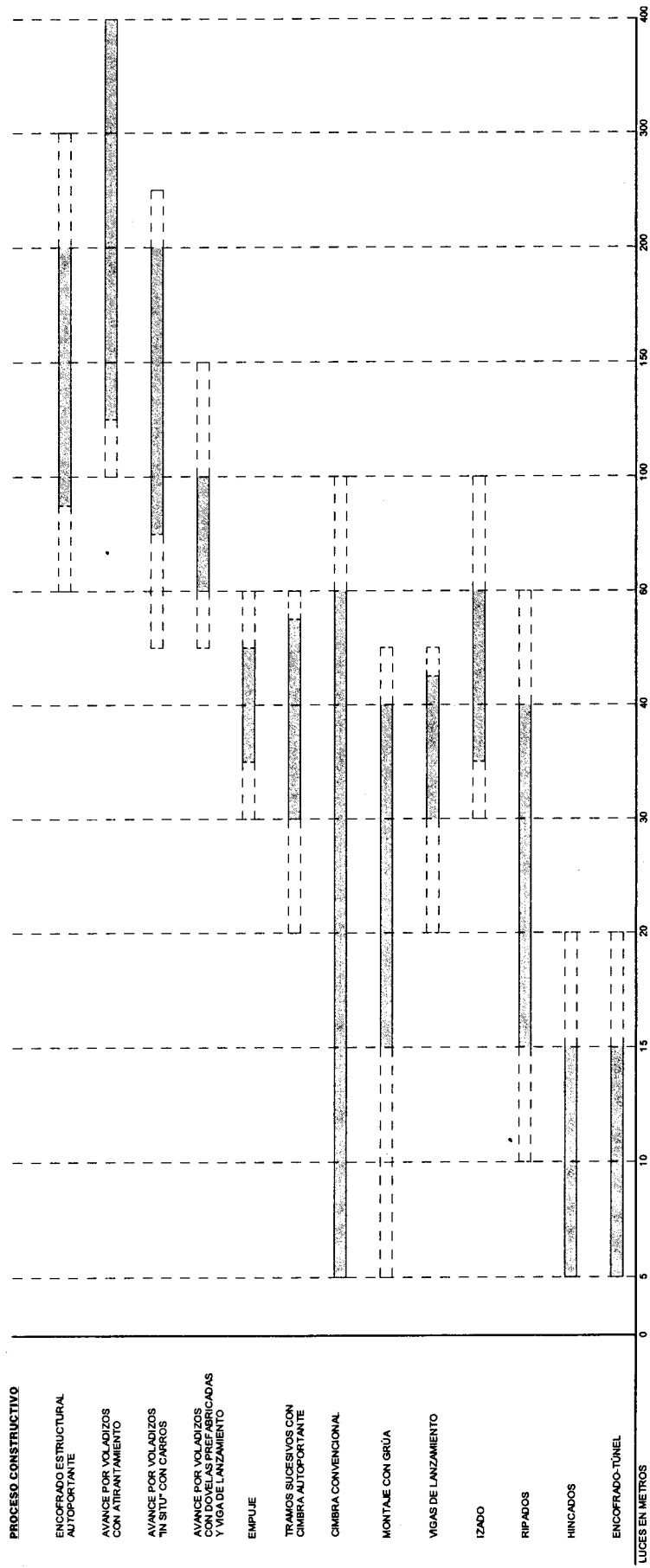
RANGO DE UTILIZACIÓN MÁS FRECUENTE DE TIPOS DE OBRAS DE PASO



C.C.: CANTO CONSTANTE
 C.V.: CANTO VARIABLE
 EN SOMBREADO: RANGO ÓPTIMO
 EN DISCONTINUA: RANGO POSIBLE DE UTILIZACIÓN

Figura 3

PROCESOS CONSTRUCTIVOS



* EN SOMBRADO: RANGO MÁS COMÚN DE UTILIZACIÓN
 ** EN DISCONTINUA: RANGO POSIBLE DE UTILIZACIÓN

Figura 4

1.5. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Como se ha dicho, en general hay una fuerte interrelación entre la tipología de la obra de paso y su procedimiento constructivo, siendo ésta más estrecha cuanto más sofisticada es la estructura. Se analizan a continuación los procedimientos más habituales para la construcción de tableros, pilas y estribos en las estructuras más frecuentes en la Red de Carreteras del Estado.

1.5.1. Tableros

En el gráfico de la figura 4 se relacionan la luz del vano de la estructura con los posibles procesos constructivos. Solapando este gráfico con el de la figura 3, se podría establecer una primera relación entre procesos constructivos y posibles tipos estructurales.

A continuación se describen brevemente estos procesos constructivos, agrupándolos según correspondan, en general, a la construcción de tableros con elementos prefabricados, o a la construcción de tableros "in situ" o por dovelas prefabricadas, para dar una visión global de los mismos. Posteriormente, en el capítulo 2, algunos se especifican con más detalle.

1.5.1.1. Tableros constituidos por elementos prefabricados

Los elementos prefabricados que constituyen el tablero pueden ser:

- vigas de hormigón, bien construidas en un parque de prefabricación o, cuando las dificultades de transporte no lo permiten y resulta rentable económicamente, a pie de obra en instalaciones montadas al efecto;
- o tramos metálicos construidos en taller.

Tradicionalmente se suelen colocar con grúa (figura 5) siempre que el peso de los elementos y la altura de la rasante lo permita.

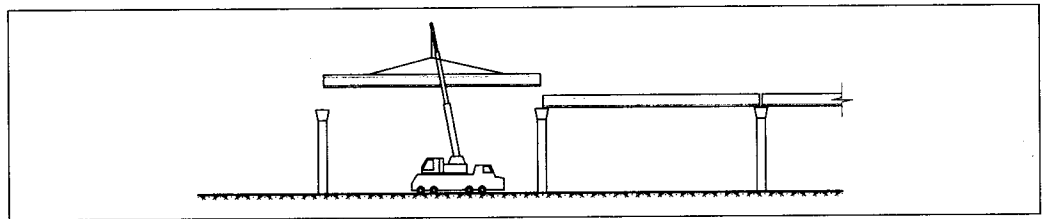


Figura 5

Cuando el peso de los elementos no es excesivo, pero las alturas de rasante son elevadas, el montaje se puede realizar con una grúa que se apoya en el ya construido tramo anterior, para montar el tramo siguiente (figura 6).

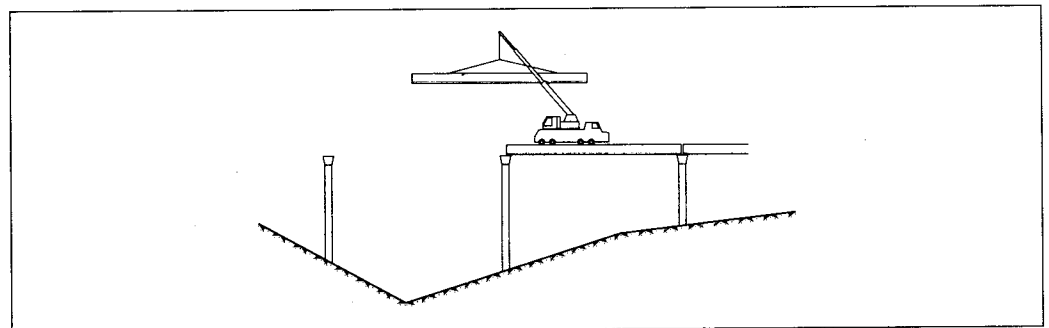


Figura 6

El procedimiento de izado es muy similar al montaje con grúa, pero se dispone de dos elementos de elevación, uno en cada extremo del vano, que llevan las vigas desde el terreno a su posición en las pilas.

Con alturas de rasante excesivas o con pesos de elementos para los que, por circunstancias de la obra, no sirvan los procedimientos anteriores (v.g. porque no existan grúas suficientemente potentes), se puede recurrir a la utilización de vigas de lanzamiento (figura 7). Consisten en esencia en unas grandes vigas en celosía metálica que, apoyándose en las pilas del puente, transportan las vigas a su posición definitiva e incluso las pueden desplazar lateralmente (ripado).

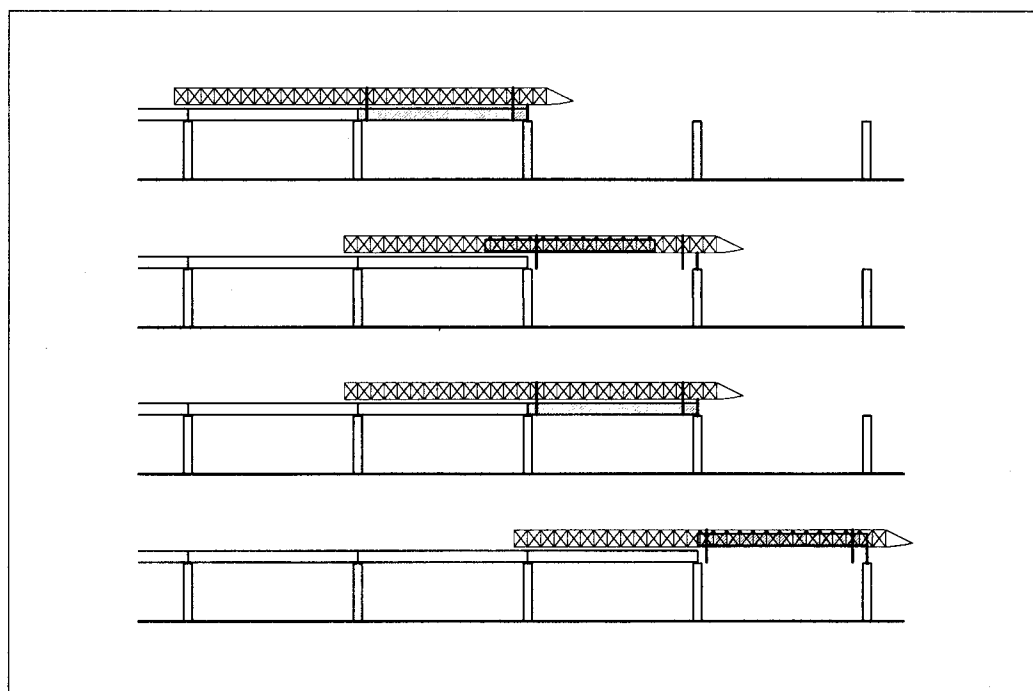


Figura 7

1.5.1.2. Tableros construidos "in situ" o con dovelas prefabricadas

Se analizan a continuación diferentes procedimientos para la construcción de tableros "in situ" o con dovelas prefabricadas.

1.5.1.2.1. Cimbrado convencional

Es el sistema constructivo más frecuente en las obras de paso construidas "in situ". Abarca todos los tipos frecuentes de tableros excepción hecha, en la mayoría de los casos, de los cajones de canto variable, aunque también con él se han proyectado y construido puentes de esta tipología con luces del orden de 50-60 m. Permite construir, junto con el método de construcción por fases que se comenta con más detalle en el apartado siguiente, obras de los 5 hasta los 100 m de luz, tal como se indicó en la figura 4.

El sistema consiste, en esencia, en sostener los encofrados sobre los que se va a hormigonar el tablero, mediante una estructura metálica tradicional constituida por vigas y puntales (figura 8).

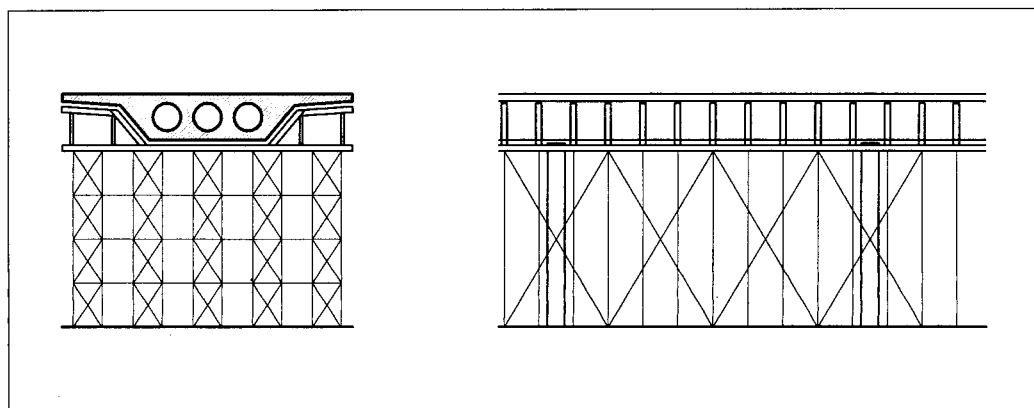


Figura 8

Cuando las alturas de rasante no son excesivas (hasta los 15-20 metros) se utilizan cimbras cuajadas como las de la figura 8. Para alturas de rasante mayores resultarían antieconómicas, por lo que hasta los 35-40 metros, se recurre al empleo de torres y cuchillos metálicos (figura 9).

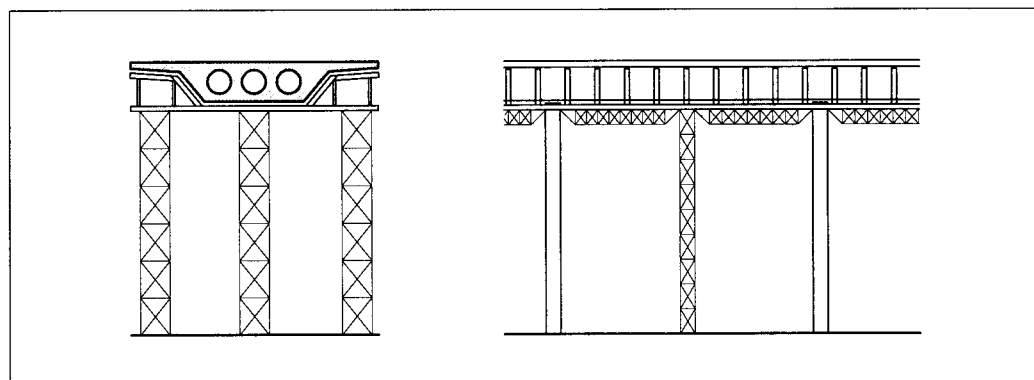


Figura 9

Dentro del sistema de cimbra convencional se incluyen también los encofrados túneles, que se utilizan hasta los 20 metros de luz, cuando hay que construir obras lineales de mucha longitud, como por ejemplo falsos túneles (figura 10).

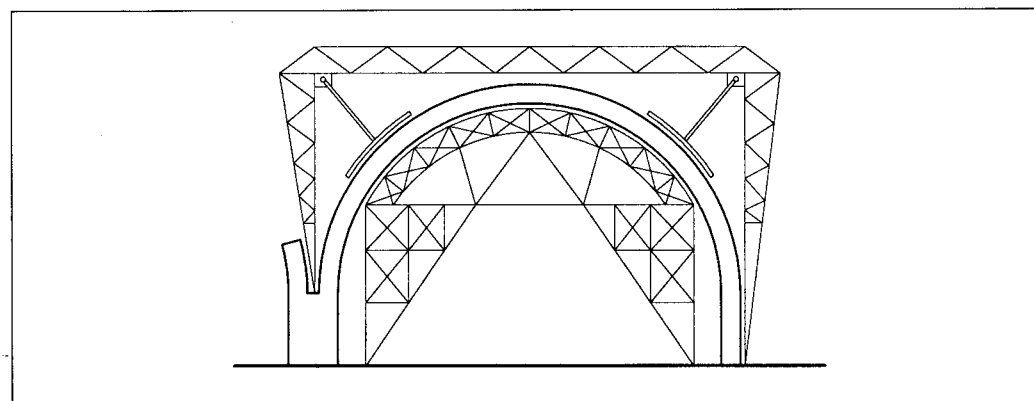


Figura 10

En cuanto al denominado procedimiento de hincado, muy útil para pasos inferiores bajo carreteras o vías férreas en servicio, consiste en realizar la estructura, generalmente de tipo marco, con una cimbra convencional fuera de su posición definitiva, y posteriormente se lleva hasta ella por hincado. Este procedimiento constructivo, que suele utilizarse con estructuras hasta de 20 m de luz, viene muy condicionado por la naturaleza del terreno dónde se vaya a realizar (figura 11).

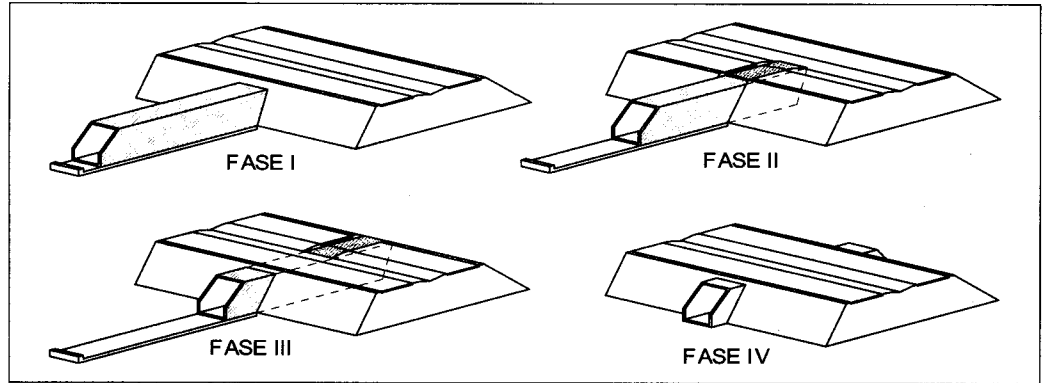


Figura 11

1.5.1.2.2. Tramos sucesivos

En el caso de puentes de mucha longitud, al no poderse cimbrar de una sola vez, es necesario recurrir a la construcción por fases.

Con las cimbras convencionales descritas en el apartado anterior, el sistema aparece esquematizado en la figura 12. Las fases de construcción se disponen entre el cuarto y el quinto de la luz del vano y es necesario, en el caso de que exista, dar continuidad al pretensado mediante la disposición de acopladores o cruces de cables en el frente de fase. Este proceso constructivo modifica poco la respuesta resistente de la estructura frente a la respuesta de la viga continua, y sin embargo consigue un gran ahorro de cimbra frente al cimbrado en su totalidad. En vigas continuas, bien losas o cajones, por encima de los 140-150 metros de longitud total, es obligada la construcción por fases ya que, además del comentado ahorro de cimbra, de hacer la construcción de una sola vez las pérdidas de pretensado podrían resultar excesivas y condicionarían su cuantía.

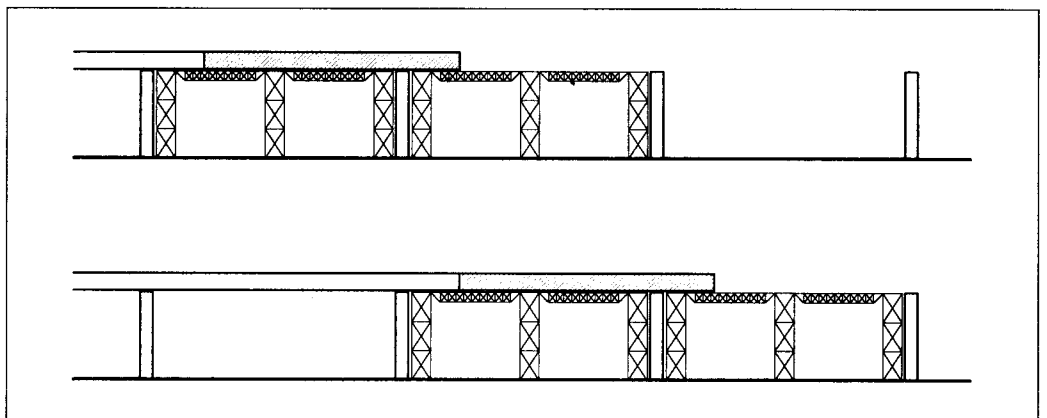


Figura 12

El proceso constructivo específico de la construcción por fases, y que cada día se utiliza más ya que independiza del terreno la construcción del tablero y, por tanto, no depende de la altura de la rasante, es el denominado de autocimbra (figura 13).

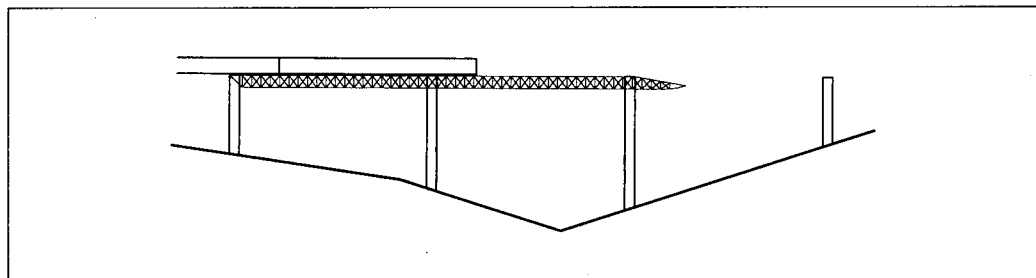


Figura 13

Las autocimbras, muy similares a las vigas de lanzamiento, van avanzando apoyadas en la coronación de las pilas y en la estructura ya construida, mientras se van ejecutando las distintas fases constructivas. Su rango de utilización normal es hasta los 40-50 metros de vano, aunque se ha llegado a alcanzar los 60 metros. Tienen el inconveniente de resultar muy costosas, por lo que su utilización suele estar condicionada a la posibilidad de su amortización.

1.5.1.2.3. Empuje

En el caso de secciones cajón se puede recurrir al procedimiento constructivo denominado de "empuje". Para poder ponerlo en práctica, como ya se ha comentado al hablar de los condicionantes de proyecto, es necesario que el trazado sea una recta con pendiente uniforme o una hélice de planta circular y paso constante. El procedimiento consiste en ir ejecutando el tablero en un extremo del puente, en segmentos no mayores de la mitad de la longitud del vano máximo, para irlo empujando hasta su posición definitiva mediante la ayuda de un pescante de lanzamiento, ya que así se reducen los esfuerzos en el extremo de la estructura que avanza en ménsula (figura 14). Aunque en sus orígenes el sistema era exclusivo de estructuras metálicas, también es aplicable a cajones de hormigón. Económicamente es un procedimiento con instalaciones costosas, por tanto en general sólo resulta interesante para puentes de longitud superior a los 300-400 m. Con este procedimiento se han llegado a construir tableros con una luz máxima de vano de 60-65 metros, si bien lo normal son luces en torno a los 50 m.

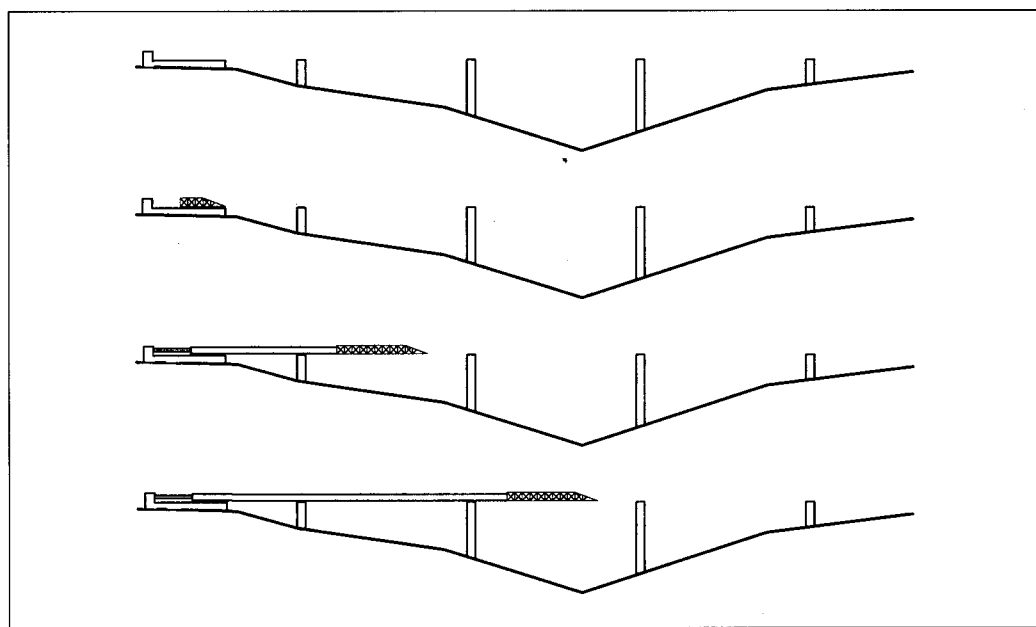


Figura 14

1.5.1.2.4. Avance en voladizo

Este procedimiento constructivo aparece siempre ligado a la sección cajón, hormigonada "in situ" o constituida por dovelas prefabricadas, en general de canto variable, aunque también a veces de canto constante, y con él se alcanzan luces máximas de vano de hasta 250 metros. Para su construcción el tablero se apoya en puntos fijos y, a partir de ellos, se va avanzando de manera que se vayan creando estructuras parciales autoportantes o apoyadas en elementos auxiliares.

La construcción de tableros hormigonados "in situ" se suele realizar con "carros de avance", que pueden moverse en voladizo por un sólo lado ayudados por un atirantamiento provisional desde la pila o, lo que es más común, por ambos lados según se esquematiza en la figura 15. Consta en líneas generales, de lo siguiente:

- Ejecución, mediante encofrado apoyado en la coronación de las pilas, del comienzo del puente o dovela "0".
- Colocación de carros de avance y avance simétrico de los mismos para ejecutar el tablero.
- Unión de las mitades del vano y establecimiento, en general, de la continuidad estructural.

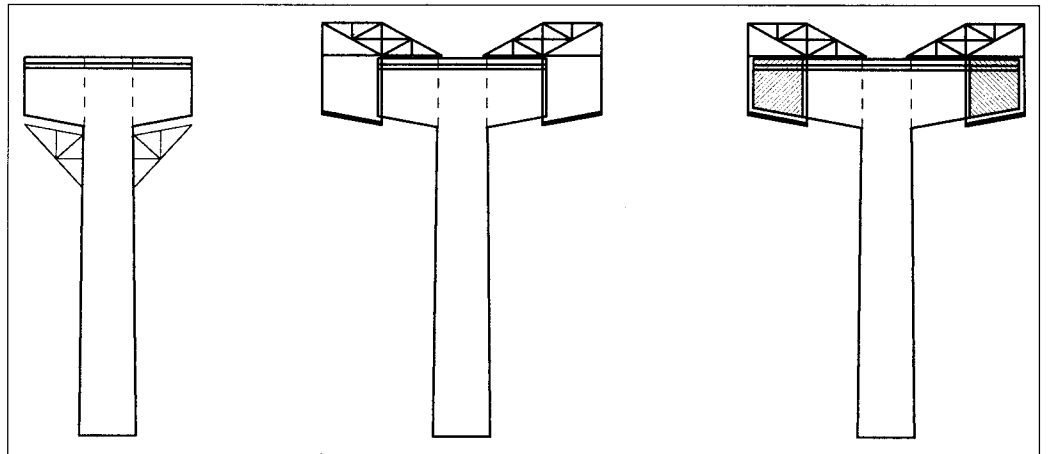


Figura 15

Cuando la estructura presenta un gran número de vanos, este procedimiento constructivo obliga a desmontar los carros una vez terminado el voladizo y pasarlos a otra pila para montarlos de nuevo, proceso que es lento y caro. Además añade el problema de no proporcionar durante la construcción, una continuidad en el tablero que permita el paso de personas y materiales. Es por ello que en estos casos se recurre al empleo de "vigas autolanzables" las cuales, apoyándose en la parte del voladizo ya realizado y en la parte superior de la pila, soportan un encofrado simétrico sobre el que se van hormigonando las dovelas.

El alto coste de estas vigas ha favorecido otro procedimiento que utiliza carros de avance dispuestos en la parte inferior del dintel, facilitando su traslado con una viga provisional que va avanzando apoyada en el tablero ya construido y en la pila contigua del vano a cerrar.

Los mismos procedimientos se utilizan para los tableros formados por dovelas prefabricadas, con la salvedad de que los medios auxiliares necesarios son en este caso más costosos. También hay que indicar que, si la construcción se realiza avanzando sólo desde un lado, el primer vano debe ser realizado por otro procedimiento de construcción.

1.5.2. Pilas y estribos

Estos elementos se tratan con detalle en los capítulos 3 y 4.

En el caso de los estribos, no hay ninguna particularidad significativa que pueda condicionar su tipología o diseño. Sí es conveniente indicar que cada vez es más frecuente, en el caso de los muros de acompañamiento y las aletas, el recurrir al empleo de elementos prefabricados.

En lo que se refiere a las pilas, para las de altura moderada, lo normal es ejecutarlas de una sola vez. En el caso de pilas de gran altura, lo habitual es utilizar la trepa, recurriéndose cada vez menos al deslizado. También se realizan estructuras con dinteles y fustes prefabricados.

2.

TABLEROS

Se analizan en este capítulo los tableros de las obras de paso más habituales clasificándolos, según el material que los compone, en:

- Tableros de hormigón estructural.
- Tableros mixtos hormigón-acero.

No se desarrollan los tableros metálicos con losa ortótropa, porque este tipo no resulta adecuado en el ámbito de las estructuras que se contemplan en este documento.

2.1. TABLEROS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Atendiendo a la sección transversal, los tipos más usuales de tableros de hormigón estructural que se utilizan son:

- Tableros constituidos por vigas prefabricadas.
- Tableros losa.
- Tableros nervados.
- Tableros de sección cajón.

2.1.1. Tableros constituidos por vigas prefabricadas

El empleo de vigas prefabricadas en la construcción de obras de paso de hormigón es un recurso que se emplea profusamente desde hace tiempo. Estos elementos se realizan en un parque de prefabricación permanente; o a pie de obra en parques montados al efecto, con lo que se evitan los gastos y dificultades que, en algunos casos, puede ocasionar su transporte.



Las vigas se unen generalmente “in situ” mediante el hormigonado de una losa-forjado, aunque también es frecuente en la actualidad el empleo de losas prefabricadas, o soluciones intermedias como es el empleo de prelosas que sirven de encofrado y al mismo tiempo, en general, colaboran estructuralmente con el resto de la losa vertida “in situ”.

Para facilitar la conservación de la estructura, en esta losa de forjado se debe disponer el menor número posible de juntas de calzada que sea compatible con la flexibilidad de la subestructura y con las características de los apoyos. En cualquier caso, a diferencia de otros tipos con los que se pueden alcanzar longitudes mucho mayores, la distancia máxima entre juntas de dilatación no suele superar los 100 metros.

Es muy importante que se hayan dado bien las contraflechas para no tener problemas funcionales o estructurales, producidos por la fluencia, una vez que la estructura ha entrado en servicio.

En la actualidad se tiende hacia la prefabricación integral del puente, incluyendo algunos elementos de la subestructura como son las pilas, estribos, muros, etc., a partir de piezas de tamaños y pesos cada vez mayores, limitados exclusivamente por problemas de transporte. En este sentido, para salvar luces importantes con elementos prefabricados, se han ideado soluciones que facilitan la ejecución de estructuras continuas (hiperestáticas) a partir de los citados elementos prefabricados, dándoles la continuidad estructural “in situ” mediante armaduras activas o pasivas.

Como ejemplos ya frecuentes de lo anteriormente enunciado se pueden citar:

- las soluciones en alzado de canto constante, acarteladas o de canto variable con directriz parabólica o circular, hasta luces de 70 metros;
- las soluciones monovigas de sección artesa () o cajón () para anchos de tablero de hasta 15 metros; etc.

2.1.1.1. Tipos de sección. Esbelteces

Las secciones de tablero pueden estar constituidas por:

- Vigas a tope.
 - Vigas doble T.
 - Vigas artesa.
- A) Las vigas a tope forman secciones transversales con aspecto exterior visual de losa y cantos reducidos (por tanto, elevadas esbelteces). Las secciones más habituales en la práctica son las recogidas en la figura 16.

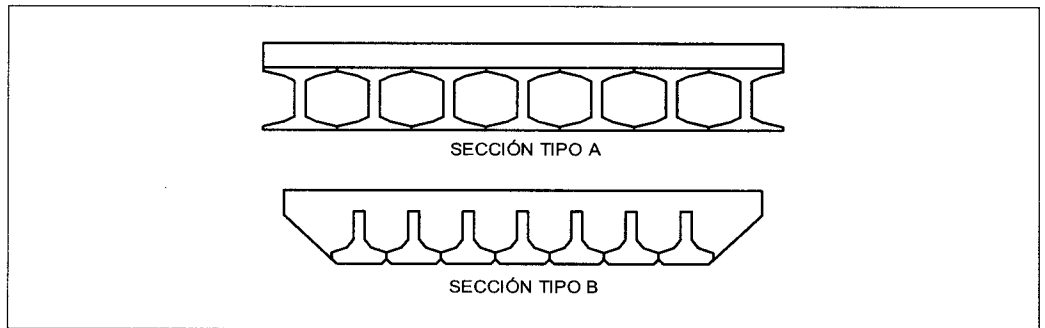


Figura 16

La sección tipo **A** corresponde a vigas doble T tradicionales colocadas a tope con losa-forjado hormigonada "in situ" sobre las propias vigas. La sección tipo **B** corresponde a semi-vigas que se unen monolíticamente mediante hormigonado del resto de la sección para formar una sección tipo losa. Este tipo de secciones, aunque pueden ser utilizadas en luces de hasta casi 20 m, en general no son frecuentes por encima de los 10-12 metros.

- Las secciones más empleadas hoy en día son las de vigas en doble T que se representan en la figura 17. La sección tipo **C** corresponde a vigas de canto normal y la tipo **D** a vigas de canto reducido.

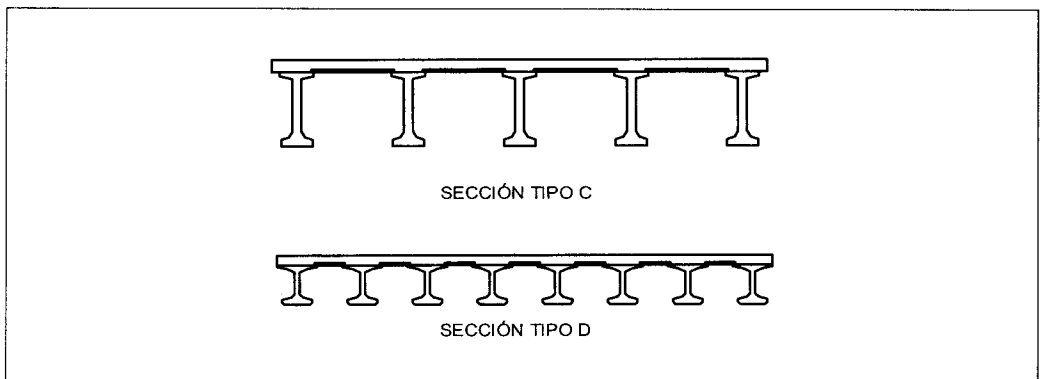


Figura 17

- C) También se utilizan cada vez con mayor profusión, las secciones en artesa con una o varias vigas, representadas en la figura 18 por las secciones tipo **F** y **E** respectivamente.

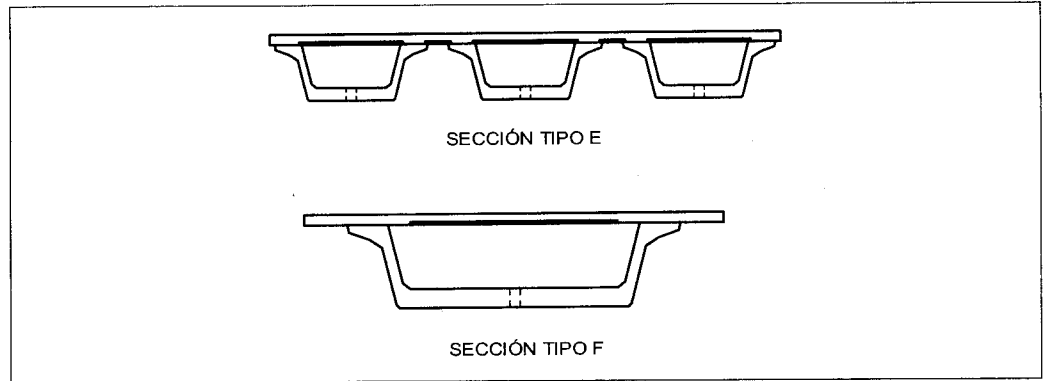


Figura 18

Las soluciones más habituales son las isostáticas, con unas relaciones canto/luz:

TIPO DE SECCIÓN	CANTO/LUZ
A	1/20
B	1/22
C	1/16
D	1/20
E	1/16
F	1/15

No obstante, en el caso de los tipos C, D y E, estos valores están muy condicionados por el número de vigas que se disponen en el tablero. Si no existen condicionantes geométricos (gálibos ajustados), la tendencia es disponer pocas vigas de más canto, en vez de más vigas de menos canto, ya que la primera solución es, en general, más barata que la segunda.

Se resalta aquí la gran importancia que tiene el hecho de que las artesas y cajones dispongan de unos orificios, con los correspondientes tubos de evacuación y en el lugar adecuado de su losa inferior según la geometría de la estructura, para impedir que, ante un fallo de la impermeabilización, el agua que se filtre a través de la losa superior pueda acumularse en el interior de la viga y propiciar así su deterioro, lo que resulta especialmente preocupante en este caso al no llevar los cordones de pretensado ninguna protección adicional.

2.1.1.2. Procesos constructivos

Los procesos constructivos más habituales para el montaje de los tableros de vigas son los siguientes (ver epígrafe 1.5):

- Mediante grúas (una o dos).
- Con viga de lanzamiento.
- Ripado transversal.
- Izado.

La utilización de un procedimiento u otro depende en cada caso, como ya se ha comentado, de la accesibilidad de la obra, la altura del tablero sobre el terreno, la longitud de la obra de paso, etc.

De todos los tipos estructurales, los tableros con vigas prefabricadas son, en general, los que permiten obtener mejores rendimientos en lo que se refiere al plazo de ejecución.

2.1.1.3. Rango de utilización

Los rangos de utilización de los elementos prefabricados oscilan entre los 5 y los 50 metros, tal como se indicó en el epígrafe 1.4. No obstante, en las aplicaciones habituales, no es frecuente superar los 45 metros.

2.1.1.4. Cuantías

La cuantía de la losa de los forjados, en el caso de los tipos C, D y E, es función de la separación entre las vigas, pudiendo variar entre los 100 y 175 Kg/m³. En soluciones con tableros de vigas artesa se puede llegar hasta los 250-300 Kg/m³.

2.1.2. Tableros losa

Las losas, debido a su mayor esbeltez y mayor adaptabilidad a la geometría de la traza, están especialmente indicadas en aquellos casos en que la geometría del trazado en planta sea compleja (anchos variables, fuertes curvaturas), o cuando la pequeña altura de la rasante oblique a la utilización de cantos reducidos.

Al igual que en otros tipos de sección transversal, esta solución puede utilizarse para tramos continuos o isostáticos. Aunque en lo sucesivo las luces que se mencionan corresponden a tramos continuos, las consideraciones realizadas pueden aplicarse a todas las condiciones de sustentación sin más que emplear, de acuerdo con el esquema de la figura 19, la luz equivalente "L*".

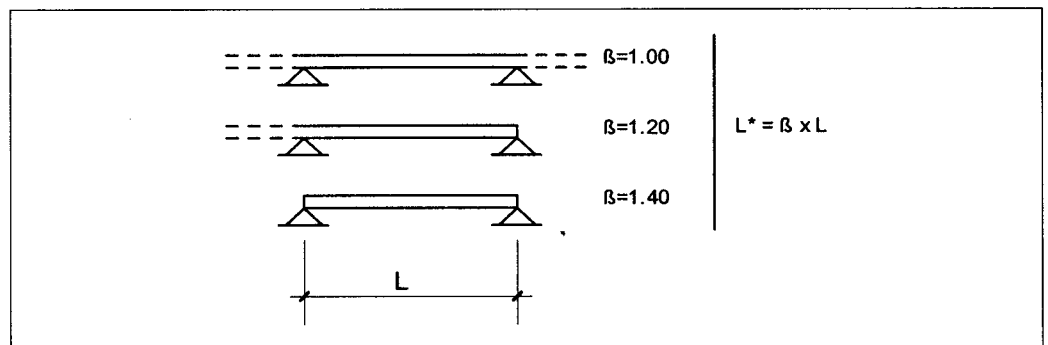


Figura 19

2.1.2.1. Secciones transversales

Las secciones transversales más comunes son las recogidas en la figura 20.

En general las mayores esbelteces las permite la sección tipo **B**, mientras que la tipo **A** representa la mayor economía de materiales. La sección tipo **C** se reserva, en general, para aquellos casos en que el aspecto estético y cierta originalidad resulten determinantes, aunque como se ha comentado en el apartado 1.2, cualquier opinión sobre estética tiene una gran componente de subjetividad.

Para la sección tipo **A** la relación núcleo/ancho total no debe ser inferior a 0,35. Por lo que respecta a los voladizos, no es frecuente que su dimensión transversal sea superior a los 3,50 m.

Cualquiera de los tipos de secciones mencionadas pueden ser macizas o aligeradas. Desde un punto de vista económico y constructivo, para cantos inferiores a 90 cm la solución óptima es la maciza, mientras que para cantos superiores a 120 cm lo razonable es disponer aligeramientos. Para cantos comprendidos entre 90 y 120 cm la opción no resulta clara, influyendo en la misma gran número de factores.

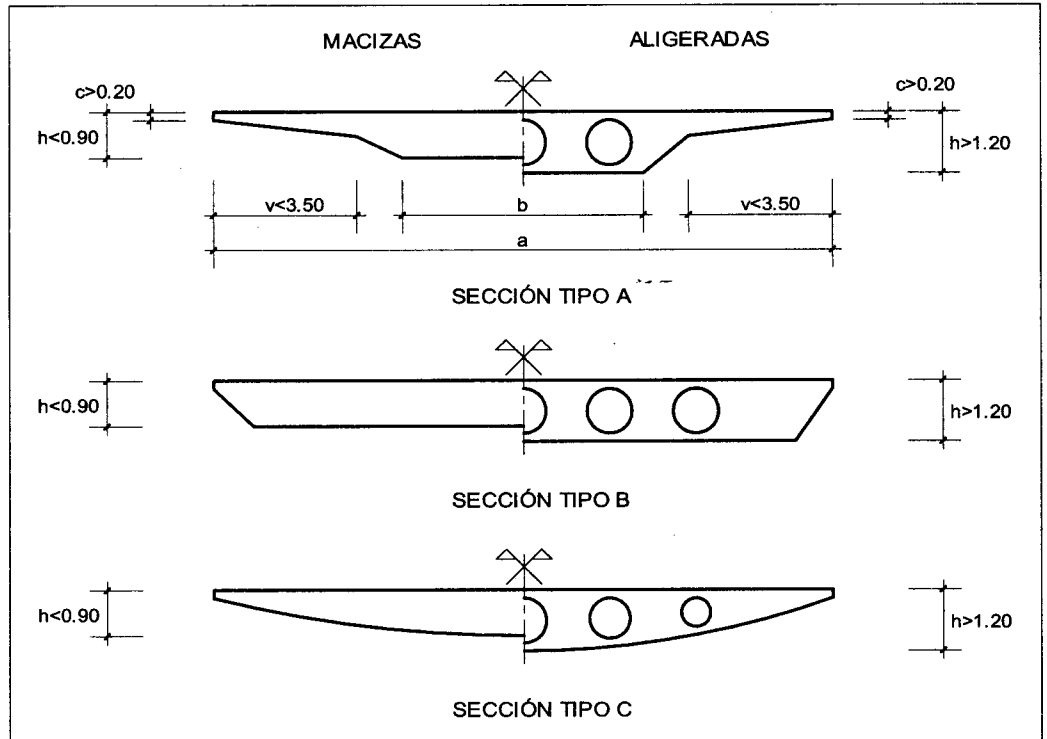


Figura 20

Los aligeramientos se realizan en general con poliestireno expandido, aunque también se utilizan otros tipos de encofrado perdido como Nervometal, Tablex, bidones, etc. Las formas más habituales para los aligeramientos son las circulares, no obstante pueden utilizarse otras, como las que se indican en la figura 21 (b y c).

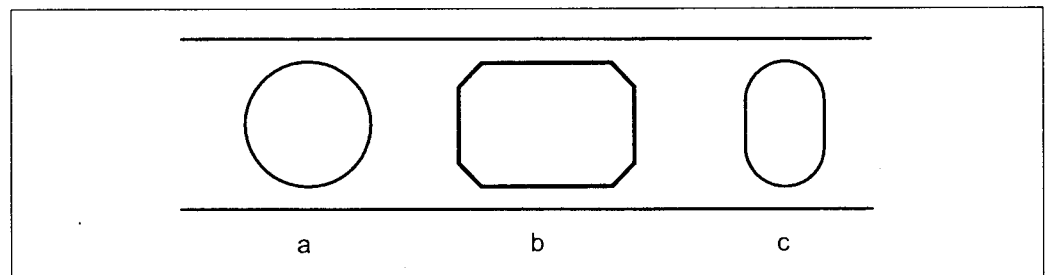


Figura 21

Los aligeramientos circulares "a" y los circulares suplementados "c" facilitan el hormigonado. El principal inconveniente de los aligeramientos circulares es que producen una relación de aligeramiento ($\Omega_{\text{hueca}}/\Omega_{\text{maciza}}$) baja. Cuando los cantos son grandes y se precisa una alta relación de aligeramiento debe recurrirse a los aligera-

mientos circulares suplementados "c" o, para el máximo aligeramiento, a los rectangulares achaflanados "b".

En cualquier caso el problema práctico que presenta cualquier tipo de aligeramiento es el de su flotabilidad durante el hormigonado, por lo que deben ser cuidadosamente posicionados y sujetos a los encofrados. Por este motivo y por la práctica imposibilidad de asegurar una inmovilidad absoluta de los aligeramientos, según se ha podido comprobar en demoliciones y controles de puentes reales, además de por la necesidad de tener un espesor mínimo suficiente tanto para absorber los efectos locales de las cargas, como para asegurar un correcto hormigonado, las distancias a los paramentos no deben ser inferiores a las indicadas en la figura 22.

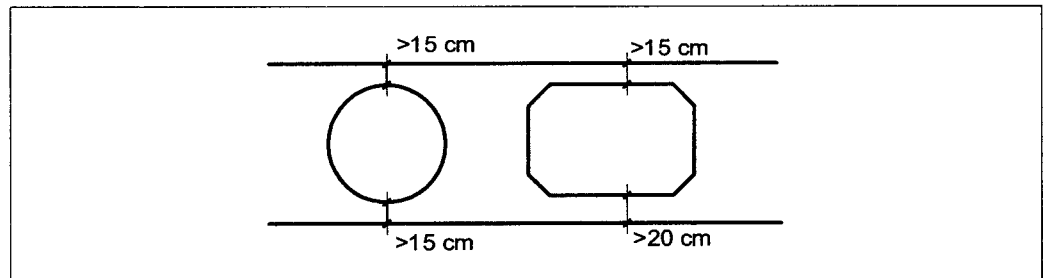


Figura 22

Por lo que respecta a la separación entre los aligeramientos, debe fijarse de tal modo que, en el caso de puentes pretensados, los tendones puedan desplazarse verticalmente en el interior de los cercos, cumpliendo las separaciones entre vainas y los recubrimientos de la armadura pasiva fijados por la normativa (EHE o Instrucción que la sustituya). A efectos de recubrimiento de las vainas de los tendones de pretensado, no es necesario considerar el paramento interior del aligeramiento como paramento exterior, lo que sí debe hacerse con las armaduras pasivas por consideraciones de adherencia y anclaje.

Debe evitarse, siempre que sea posible, el desplazamiento horizontal de los tendones de pretensado saliéndose de los cercos, debido a la complicación de ferralla que dicha práctica produce y, sobre todo, a las dificultades que ello añade para el correcto hormigonado de la zona inferior de los aligeramientos.

En cualquier caso no deben disponerse almas de espesor inferior a 30 cm. En la figura 23 se representa el caso habitual de dos vainas por alma.

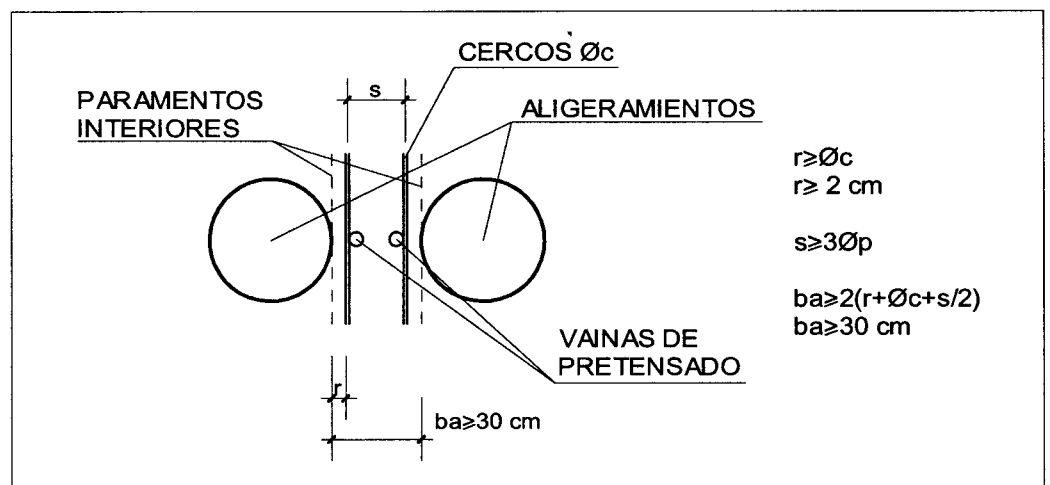


Figura 23

2.1.2.2. Disposiciones longitudinales. Esbelteces

De acuerdo con su disposición longitudinal, los puentes losa pueden ser de canto constante o variable. Las disposiciones más habituales en la práctica son las recogidas en la figura 24.

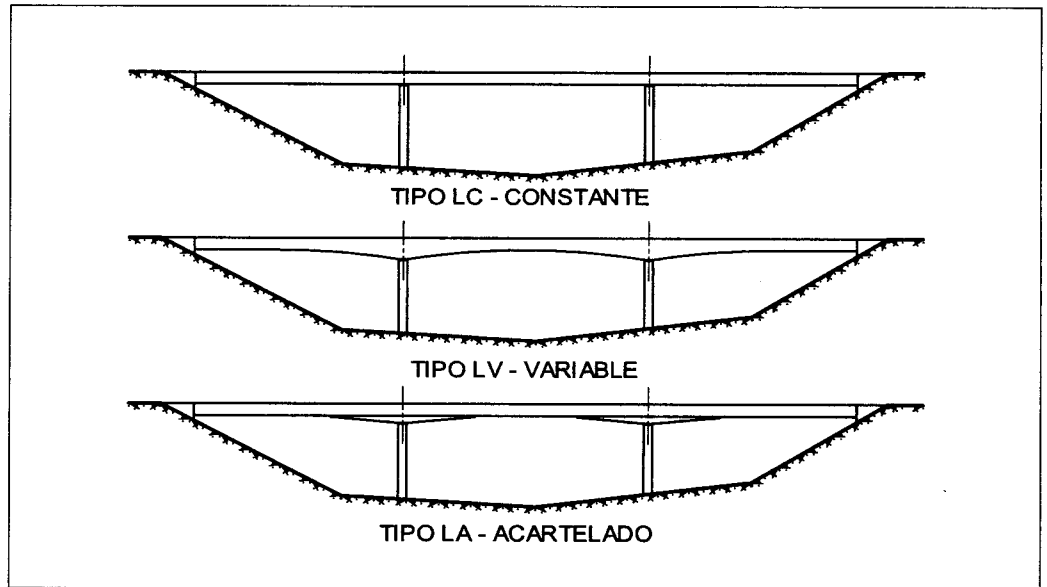


Figura 24

Las soluciones en alzado de canto variable o acarteladas, se emplean para luces mayores que las de canto constante, normalmente por encima de los 30-35 metros de vano máximo.

A continuación se recogen, para cada tipo de sección transversal y disposición longitudinal, las relaciones canto/luz más habituales en la práctica. En los casos en que no se indica dicha relación, es que ese tipo de sección transversal no es habitual para esa disposición longitudinal.

MATERIAL	TIPO DE ESTRUCTURA		RELACIÓN CANTO/LUZ TIPO DE SECCIÓN		
			A	B	C
HORMIGÓN ARMADO	LC		1/15-1/20	1/16-1/22	—
HORMIGÓN PRETENSADO	LC		1/22-1/30	1/24-1/32	1/18-1/24
	LV	CENTRO APOYOS	1/35-1/45 1/18-1/22	— —	— —
	LA	CENTRO APOYOS	1/35-1/45 1/18-1/22	— —	1/34-1/38 1/17-1/20

2.1.2.3. Procesos constructivos

El proceso constructivo de los puentes losa depende fundamentalmente del número de vanos y de la altura de las pilas.

Para puentes de hasta 4 vanos (longitudes no mayores de 120 ó 140 metros) y con alturas de pilas moderadas ($H < 20$ m), la solución más habitual es la de cimbrado convencional de todo el tablero y hormigonado del mismo de forma continua.

Para mayor longitud total, tanto por cuestiones económicas relacionadas con la cantidad y tiempo de ocupación de la cimbra y encofrados, como por cuestiones técnicas en el caso de puentes pretensados en los que las pérdidas resultarían inadmisibles, es necesario recurrir a una construcción segmentada por fases, sistema constructivo expuesto con detalle el epígrafe 1.5.1.2.2.

La continuidad del pretensado puede establecerse mediante conectadores en los frentes de fases, que es la solución más habitual en este tipo de secciones, o cruzando los tendones de una fase, que se anclan en el frente de la misma, con los de la siguiente que se anclan en cajetines dispuestos en secciones anteriores a dicho frente.

En puentes con luces moderadas ($L < 20$ m) puede optarse por la construcción de dos en dos vanos, aunque dicha solución puede presentar problemas resistentes en la fase constructiva que obligan a un aumento de materiales (acero pasivo y pretensado), lo que encarece el puente.

En los casos de construcción por fases se puede recurrir, para alturas de pilas moderadas, al cimbrado convencional. En general requiere el empleo de la cimbra necesaria para dos fases, lo que permite el desmontaje de la cimbra de la fase anterior y su montaje en la siguiente mientras se ferralla, hormigona y tesa la fase en construcción.

Para alturas de pilas superiores resulta imprescindible el empleo de cimbras autoportantes y autolanzables que se independizan del terreno, al apoyarse en las propias pilas de la estructura a través de elementos provisionales.

En ambos casos los rendimientos óptimos, en circunstancias muy favorables, pueden llegar a alcanzar una semana por fase.

2.1.2.4. Rango de utilización

El rango de utilización de este tipo de soluciones está comprendido entre los 10 y los 45 m. Para luces inferiores a 18 m, la solución de menor coste resulta la losa de hormigón armado; mientras que para luces superiores a los 20 m, son más competitivas las soluciones pretensadas. En el entorno de 18 a 20 m, ambas soluciones resultan de similar coste y deben ser otro tipo de consideraciones (esbeltez, facilidad constructiva, condiciones medioambientales, etc.) las que decanten la decisión.

Dentro de las soluciones pretensadas, hasta luces en torno a 30-35 m, las secciones de canto constante son más económicas que las de canto variable o acarteladas, siendo éstas últimas más ventajosas para luces mayores.

2.1.2.5. Cuantías

MATERIAL	TIPO DE SECCIÓN		
	A	B	C
HORMIGÓN (m^3/m^2)	0,55-0,70	0,60-0,80	0,70-0,85
A. PASIVO (kg/m^3)	70-100 PRETENSADAS 120-150 ARMADAS		
A. ACTIVO (kg/m^2)	10-25	12-25	15-30

En la tabla anterior, la cuantía de acero activo, para las relaciones canto/luz indicadas en 2.1.2.2, aumenta de forma sensiblemente lineal al aumentar la luz. Análogamente sucede con la cuantía de acero pasivo para las soluciones armadas. Sin embargo, en las soluciones pretensadas, la cuantía de acero pasivo se ve más influenciada por las condiciones de apoyo, que condicionan los esfuerzos de flexión transversal y de torsión, que por la luz.

2.1.3. Tableros nervados

Las soluciones de tablero nervado se pueden considerar como una evolución de los puentes losa aligerados llevados a la máxima economía de materiales. Las secciones transversales se obtienen de la eliminación total o parcial de la losa inferior por lo que conducen, de una manera general, a soluciones parecidas a las de vigas prefabricadas, tal como puede verse en la figura 25.

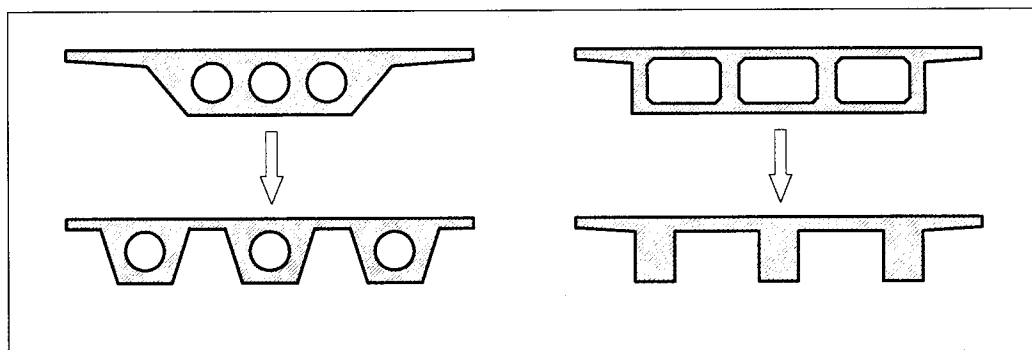


Figura 25

2.1.3.1. Secciones tipo. Esbelteces

La tendencia actual en las secciones transversales es la disminución del número de nervios, siendo habitual el empleo de sólo uno por cada 5-7 m de ancho de plataforma. Esto lleva, en el caso más frecuente de ancho comprendido entre 10 y 13 m, a soluciones con dos únicos nervios, como las indicadas en la figura 26. En cualquier caso, es cada vez más común para facilitar su desencofrado, la utilización de paramentos laterales inclinados en los nervios.

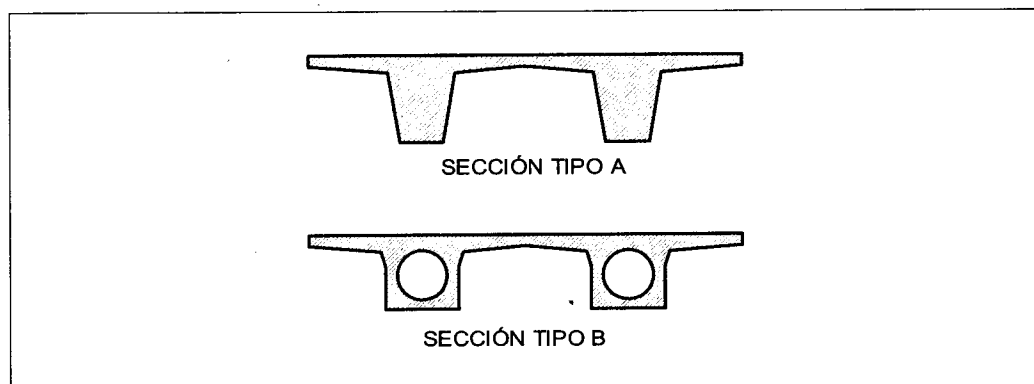


Figura 26

Se obtienen, por tanto, tableros extremadamente ligeros aunque, como más adelante se indica, con una respuesta a torsión mucho menos eficaz que los puentes de vigas, los puentes losa o las secciones en cajón, que se analizarán posteriormente.

Aunque en teoría es posible la realización de este tipo de secciones en hormigón armado o pretensado, su rango de luces habitual, que varía entre 20 y 45 metros, hace que en general se emplee el pretensado. Por otra parte, la optimización resistente de los materiales, junto con la disminución de la cabeza inferior frente a las soluciones en losa, conduce a relaciones canto/luz que suelen estar comprendidas entre 1/14 y 1/20.

La utilización de las secciones tipo "A" (figura 26) resulta óptima en soluciones isostáticas, ya que el hecho de concentrar el hormigón en la cabeza de compresión y eliminarlo de la de tracción, conduce al máximo aprovechamiento resistente de los materiales.

No ocurre lo mismo en el caso de tableros continuos, ya que la sección de apoyos presenta una cabeza inferior de compresión mínima. Esto limita el empleo económico de esta sección transversal a luces no superiores a los 30-35 m. Las soluciones de aumento de la cabeza inferior en las proximidades de los apoyos se utilizan poco debido a sus evidentes problemas, tanto constructivos como de conservación y estéticos, siendo preferible ensanchar las almas interiormente (figura 27).

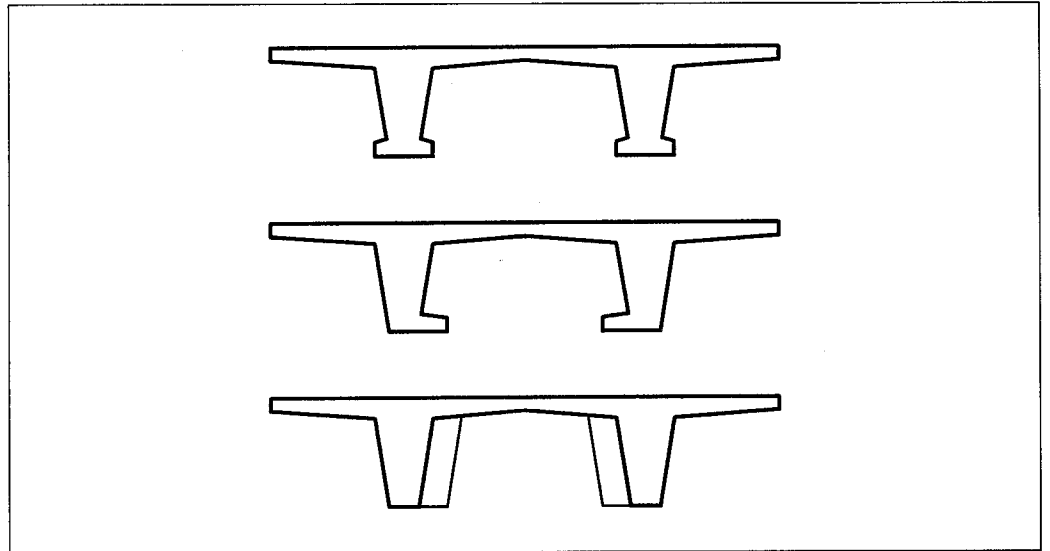


Figura 27

En el caso de tableros continuos, por los motivos anteriormente expuestos, resulta preferible la sección con nervios aligerados tipo "B" (figura 26), que proporciona una cabeza inferior más adecuada. Presenta además una mayor estabilidad de la sección transversal, lo que hace innecesario disponer los diafragmas que sin embargo resultan aconsejables en la sección tipo "A", con la consiguiente disminución de su coste.

El espesor mínimo de las almas viene fijado por tres aspectos fundamentales:

- a) Resistencia
 - b) Facilidad constructiva
 - c) Recubrimiento de las armaduras
- a) Por necesidades resistentes, fundamentalmente frente a esfuerzo cortante, se suele requerir espesores conjuntos de almas no inferiores a los 6 cm por metro de ancho de tablero.
 - b) Las necesidades constructivas aconsejan evitar anchos de alma inferiores a los 30 cm, para garantizar el correcto hormigonado.
 - c) Por lo que respecta al recubrimiento de las armaduras, tanto activas como pasivas, son de aplicación las consideraciones realizadas al hablar de losas.

En la figura 28 se recogen, para los casos más habituales de secciones, las dimensiones mínimas del recubrimiento.

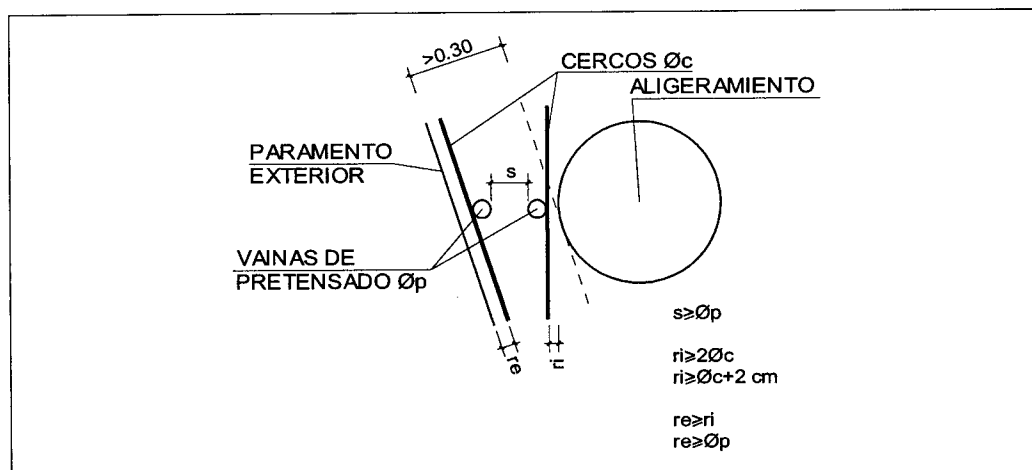


Figura 28

2.1.3.2. Procesos constructivos

El proceso constructivo de los puentes nervados admite las mismas variantes de cimbrado convencional del tablero completo o de construcción por fases con cimbra convencional o autocimbra, que se analizaron para los puentes losa. En el caso de construcción por fases, el voladizo de frente de fase suele ser de $L/5$.

En el caso de nervios aligerados, es posible hormigonar en primera fase los nervios y completar la losa superior en una segunda fase, lo que posibilita el empleo de medios constructivos muy ligeros.

El reducido peso propio de los tableros nervados permite, en casos especiales, la prefabricación y colocación de vanos completos para formar puentes de vanos isostáticos, o para introducir la continuidad posteriormente mediante hormigonado de uniones y pretensado de continuidad.

2.1.3.3. Rango de utilización

Aunque el rango de utilización suele estar entre los 20 y los 45 metros, el óptimo se sitúa entre los 30 y los 40 metros. Actualmente este tipo de tablero, por su poco eficaz comportamiento frente a la torsión, por las elevadas relaciones canto/luz que implica, y por las dificultades constructivas que se pueden derivar de la colocación de cables, ferrallado y encofrado, ha sido desplazado por las soluciones con tableros losa que cubren, como se vio en el apartado 1.4, el mismo rango de luces.

2.1.3.4. Cuantías

MATERIAL	TIPO DE SECCIÓN	
	A (Figura 26)	B (Figura 26)
HORMIGÓN (m^3/m^2)	0,45-0,55	0,50-0,60
A. PASIVO (kg/m^3)	100-130	90-110
A. ACTIVO (kg/m^2)	16-22	14-20

2.1.4. Tableros de sección cajón

Se analizan en este epígrafe los tipos de puentes cuya sección es un cajón (mono o multicelular), rematado superiormente por dos voladizos. Esta sección, en la que el canto tiene ya una cierta importancia, es la utilizada para cubrir el rango superior de las luces que pueden realizarse con los puentes de tramo recto.

Se trata, por tanto, de estructuras de gran importancia técnica y económica, en las que el proceso constructivo adquiere una especial relevancia, incidiendo en muchas de las condiciones de diseño, por lo que ha de tenerse muy presente al plantear el análisis de sus formas y dimensiones.

2.1.4.1. Sección transversal. Esbelteces

Los tipos de sección transversal más habituales son los recogidos en la figura 29.

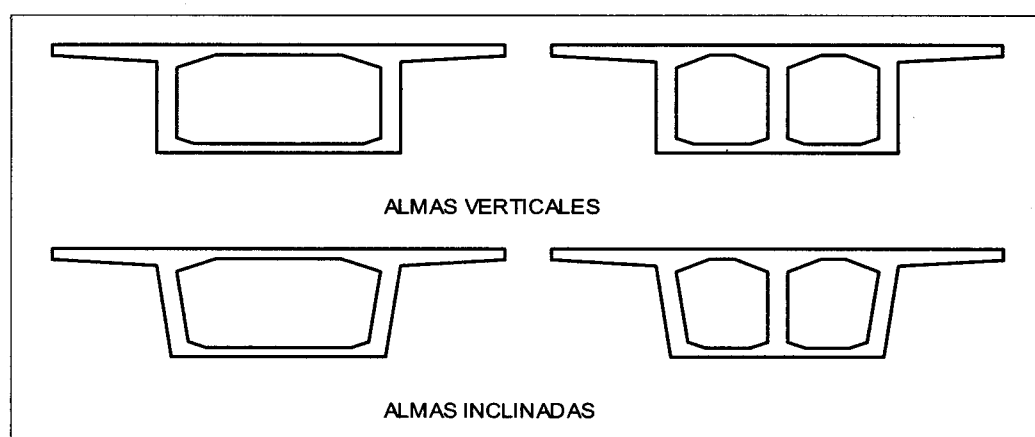


Figura 29

Puesto que la mayor simplicidad de ejecución se consigue con el cajón único, la tendencia actual es adoptar secciones monocelulares hasta anchuras de tableros de

16 m, aunque se ha llegado a alcanzar los 20 m. También se emplea el cajón único para secciones de anchos superiores (hasta 30 m), estabilizando los voladizos y la losa central con puntales o traviesas (figura 30).

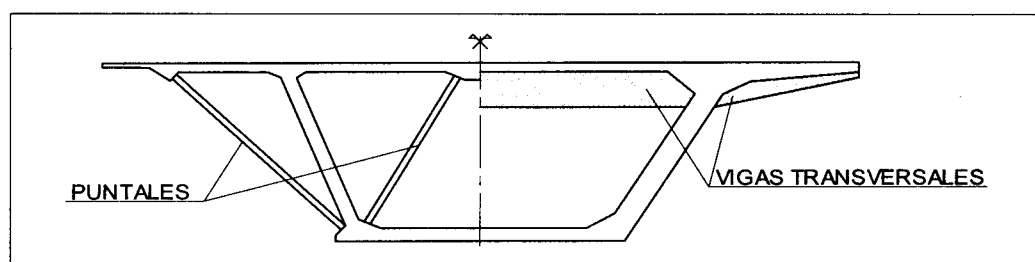


Figura 30

En los casos de canto constante, la utilización de secciones con almas inclinadas o verticales es indistinta, sin que se produzcan mayores complicaciones constructivas por la elección de cualquiera de ellas.

En los casos de canto variable, la tendencia habitual es adoptar almas verticales, por razones de sencillez de ejecución (figura 31).

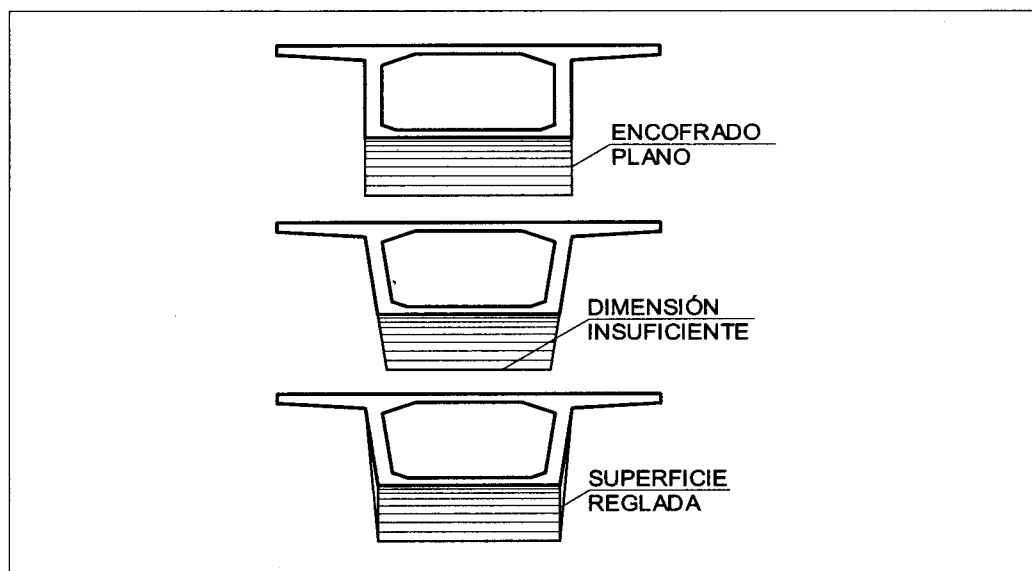


Figura 31

Por lo que respecta a las características geométricas de la sección transversal, en la figura 32 se detallan las más relevantes.

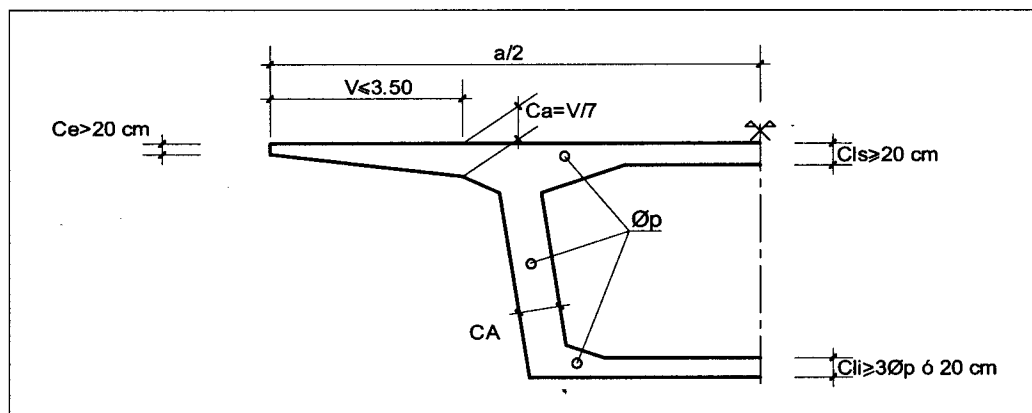


Figura 32

- El espesor de alma "CA" debe fijarse en función de los siguientes criterios:
 - Por cortante y torsión: $\Sigma CA \geq 6 \text{ cm/m ancho tablero.}$
 - Por facilidad de hormigonado: $CA \geq 30 \text{ cm.}$
 - Por disposición del pretensado: se indica en la figura 33.

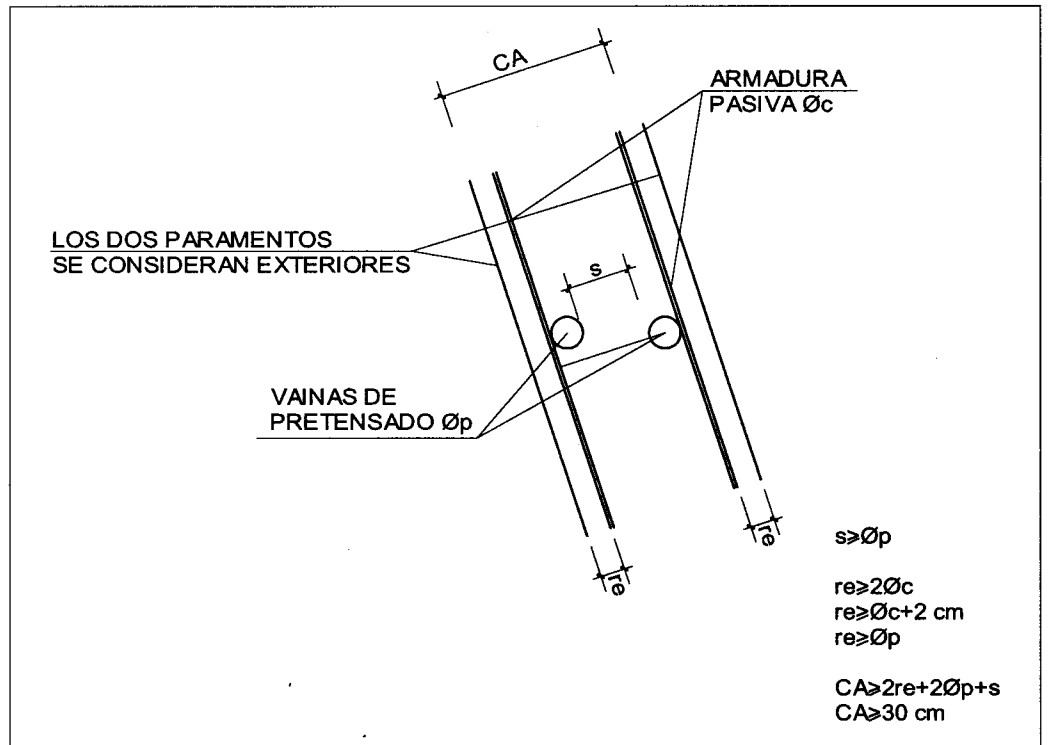


Figura 33

- Los espesores de losas "Cl_s" y "Cl_l" deben fijarse según los siguientes criterios:
 - Por flexión y punzonamiento.
 - Por facilidad constructiva: $Cl \geq 20 \text{ cm}$.
 - Por disposición del pretensado: se indica en la figura 34.

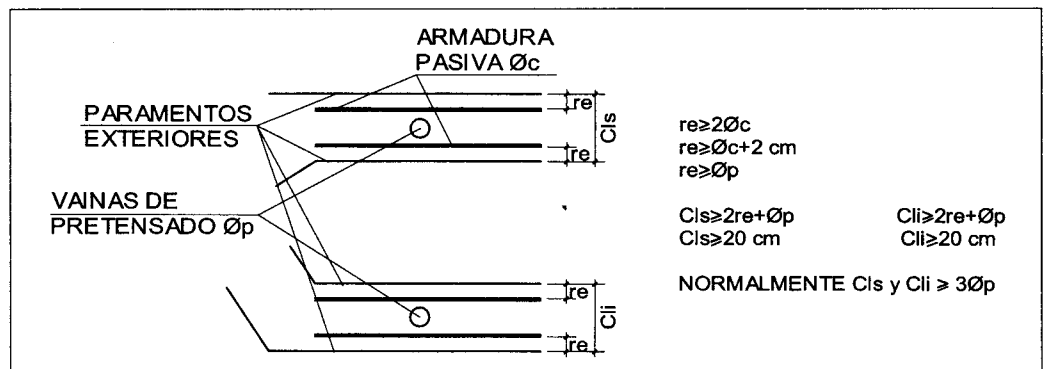


Figura 34

Las relaciones canto/luz más habituales en tableros de hormigón pretensado, que es el material utilizado casi siempre para esta tipología, se encuentran entre los siguientes valores:

- Canto constante: 1/18 a 1/22.
- Canto variable: 1/18 a 1/22 (sobre pilas).
1/40 a 1/55 (centro vano y estribos).

2.1.4.2. Procesos constructivos

Insistiendo en lo comentado en el epígrafe 1.5, los procesos constructivos que se emplean habitualmente en los puentes de sección cajón son:

- Cimbra convencional.
- Tramos sucesivos:
 - Cimbra vano a vano.
 - Autocimbra.
- Empuje.
- Voladizos sucesivos:
 - Dovelas “in situ”.
 - Dovelas prefabricadas.

El proceso de cimbrado convencional ya ha sido comentado con detenimiento en el epígrafe 1.5, por lo que en este apartado se profundizará en los procesos de tramos sucesivos, empuje y voladizos sucesivos.

2.1.4.2.1. Construcción por tramos sucesivos

Como ya se ha señalado, la característica intrínseca de los tableros construidos por tramos o fases sucesivas, es la necesidad de dar continuidad al pretensado longitudinal correspondiente a cada fase. Como alternativa a la disposición de acopladores se recurre en este caso con frecuencia al solape de los tendones, que se anclan en unos resaltos verticales interiores del alma (figura 35).

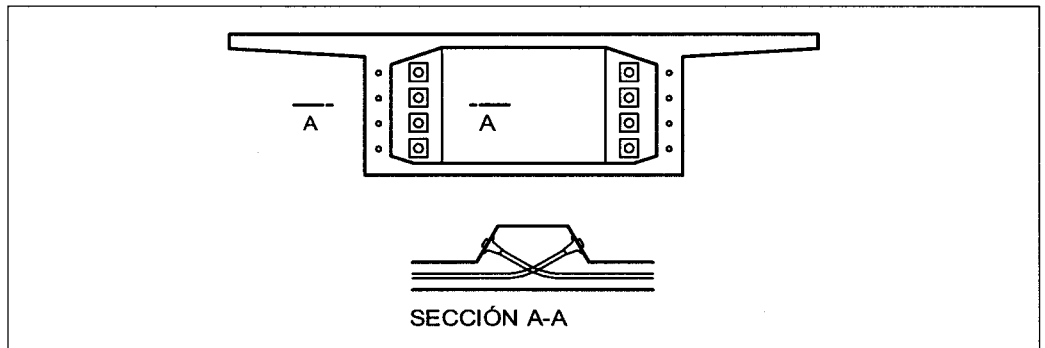


Figura 35

La distribución de las fases de hormigonado que permite la utilización de la misma cimbra y encofrado en todos los vanos, corresponde a vanos extremos de longitud inferior al 80% de la de los vanos centrales (figura 36). Los rendimientos estimados son de 1-2 semanas por fase en el caso de construcción con autocimbra. En el caso de cimbra convencional en que ésta, lógicamente, se tiene que montar y volver a montar según va avanzando la construcción, los rendimientos se sitúan en torno a las 2-3 semanas por fase.

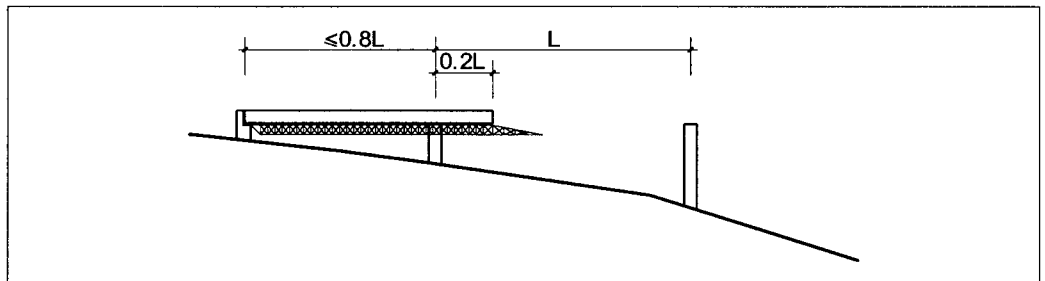


Figura 36

2.1.4.2.2. Construcción por empuje

Los pescantes de lanzamiento han evolucionado tanto en su longitud como en su tipología, coexistiendo actualmente los constituidos por vigas trianguladas con los de alma llena, sin que la tendencia sea clara hacia uno u otro. La longitud suele estar comprendida entre el 55 y el 65% de la luz del tramo.

La longitud de las dovelas construidas y empujadas en cada fase, suele establecerse en $L/2$, quedando situadas en posición definitiva centradas sobre las pilas (figura 37).

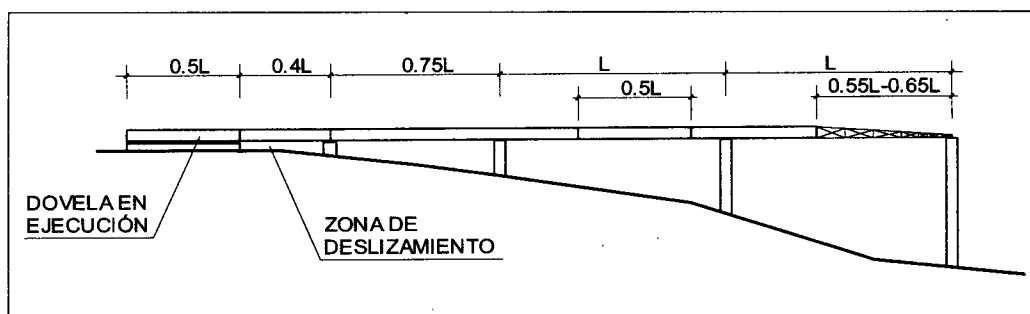


Figura 37

El equipo de empuje, inicialmente constituido por un gato horizontal con barra de tiro, se ha sustituido en la actualidad por el sistema de doble gato, vertical y horizontal, que facilita y automatiza la operación del empuje (figura 38). Sólo en algunos casos, v.g. por la gran longitud del puente y/o fuerte pendiente longitudinal, se deben suplementar con barra de tiro.

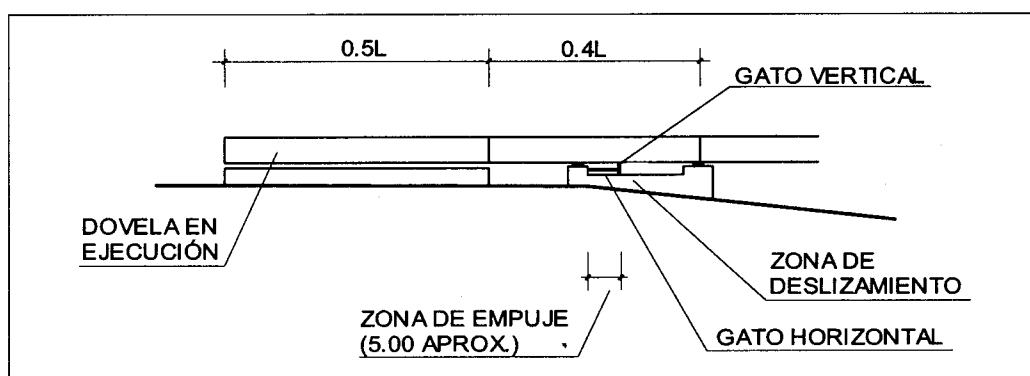


Figura 38

Asimismo, los apoyos provisionales de lanzamiento que debían sustituirse por los definitivos una vez terminada la operación, han dado paso en la actualidad a apoyos únicos aptos para ambos cometidos.

En general, la resultante del pretensado durante el lanzamiento debe coincidir con el centro de gravedad de la sección. Una vez situado el puente en su posición definitiva se pueden tesar los tendones de refuerzo sobre pilas y centros de vano. Como se verá posteriormente, este procedimiento constructivo implica un incremento de la cuantía de la armadura activa.

Los rendimientos obtenidos con este sistema se estiman en una dovela ($L/2$ de vano) por semana.

2.1.4.2.3. Construcción por voladizos sucesivos

Como ya se ha comentado, el método admite la doble variante de dovelas ejecutadas "in situ" y dovelas prefabricadas.

A) Dodelas ejecutadas "in situ"

La geometría de la sección responde a las necesidades derivadas de la disposición del pretensado y sus correspondientes anclajes. La tendencia actual es la siguiente:

- El pretensado isostático o de voladizo discurre por el forjado superior sin penetrar en la zona interior de los cercos de alma, con trazado en alzado casi recto y en planta en la típica "espinas de pez". Los anclajes de este pretensado en cada dovela, se realizan en la zona acartelada en contacto con el alma. Si es necesario, para compensar la menor eficacia frente al esfuerzo cortante de este trazado respecto a los primeros que descendían por las almas, se dispone un pretensado vertical centrado en el alma.
- El pretensado de continuidad discurre por el forjado inferior con trazado recto en planta. Su anclaje se realiza en resaltos interiores del forjado, de sección en cuña y continuos de alma a alma (figura 39), desaconsejándose los dados individuales porque pueden producir problemas locales en el forjado, y porque además no cumplen con otro cometido importante como es la rigidización de dicho forjado, y su incremento de capacidad resistente frente a las fuerzas normales producidas por la curvatura de los tendones o sus quiebras.
- Se recomienda disponer en las juntas de dovela, en las que no existe el resalto del anclaje y que están situadas en la zona donde se extiende el pretensado de continuidad, una pequeña viga transversal de rigidización (figura 39).

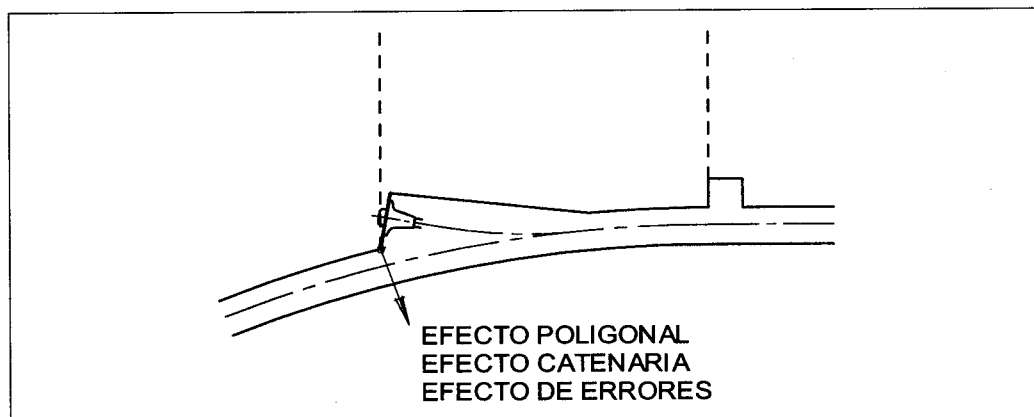


Figura 39

Las dovelas hormigonadas "in situ" mediante carros de avance suelen tener una longitud comprendida entre 3 y 5 m, dependiendo del canto del tablero, ya que su actual límite viene impuesto por la capacidad de estos carros, la cual puede acotarse por los siguientes valores:

- Peso máximo de dovela < 150 a 200 t.
- Momento en junta con dovela ejecutada < 250 a 300 mt.

En estas circunstancias el peso de los carros está comprendido entre 50 y 65 t.

Actualmente los carros utilizados son de gran rigidez (deformaciones bajo peso del hormigón inferiores a 2 cm) y anclados al voladizo construido. Solamente en el caso de puentes curvos se recurre a veces a carros lastrados en la parte trasera para evitar el vuelco, pero este procedimiento de contrapeso debe evitarse siempre que se pueda, ya que incrementa los esfuerzos que se producen durante la construcción.

El “avance por voladizos sucesivos con carros de avance simétricos” es un método muy extendido, conocido y dominado. Sus mayores y quizás únicas dificultades, estriban en la sujeción del tablero durante su ejecución cuando no está empotrado en la pilas, y en el hormigonado de la dovela “0” o “cabeza de pila”.

La elección entre empotramiento o simple apoyo en pila, depende fundamentalmente de la relación altura de pila (H)/distancia al punto fijo (D). El empotramiento suele realizarse con dos tipologías de pilas (figura 40).

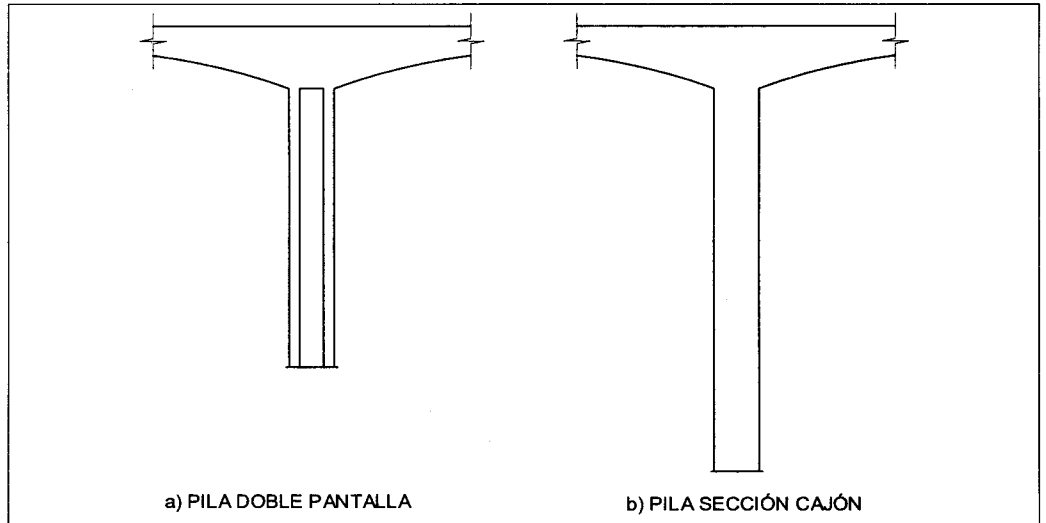


Figura 40

La solución de doble pantalla (figura 40, “a”) está aconsejada cuando el trazado en planta es recto o con poca curvatura, cuando la altura de pila es inferior a 40 m, o cuando la relación **H/D** es menor que 1/7.

La solución de sección en cajón (figura 40, “b”) está aconsejada cuando el trazado en planta presenta fuertes curvaturas, cuando la altura de pila es superior a 40 m, o cuando la relación **H/D** es mayor que 1/7.

En los casos en que no es posible disponer empotramiento, las soluciones más utilizadas para asegurar la estabilidad del voladizo en ejecución son (figura 41):

- a) Puntal provisional (hormigón o metálico), si $H < 20$ m.
- b) Jabalcón metálico, si $H > 20$ m.
- c) Bloqueo provisional, mediante barras pasantes activas o pasivas y bloques de hormigón. Es la tendencia actual para pilas de $H > 20$ m.

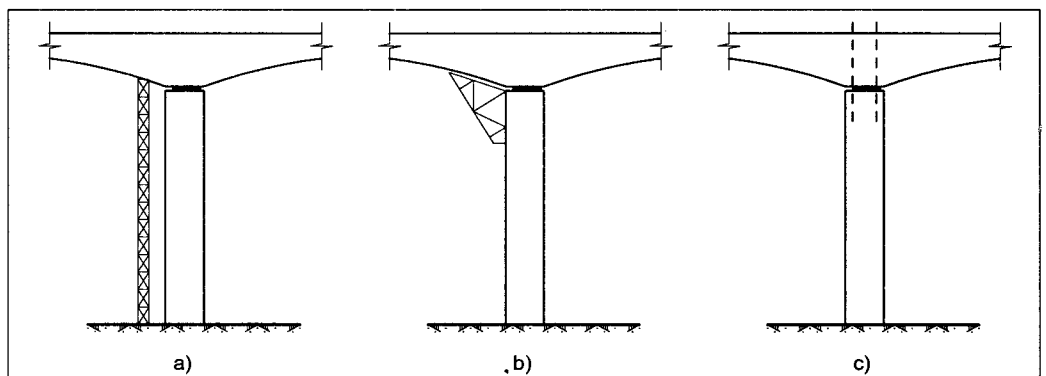


Figura 41

La ejecución de la dovela "0" o cabeza de pila, es una actividad que en cierta forma distorsiona el proceso de ejecución del tablero, ya que requiere medios auxiliares distintos: cimbras, encofrados, etc.

En la actualidad se proyectan las cabezas de pila con la menor longitud compatible con la necesidad de espacio para el montaje de los carros. Para reducir esta dimensión, se tiende al montaje de ambos carros acoplados, lo que requiere una longitud mínima del orden de 3,80 m frente a los 12,00 m necesarios para el montaje simultáneo de ambos carros separados, o los 6,50 m que se precisan si no se monta el segundo carro hasta que el primero ha hormigonado la dovela nº 1 y se ha colocado sobre dicha dovela. La "cabeza de pila" reducida sólo puede ser utilizada cuando el tablero va empotrado en la pila o, en el caso de apoyo, cuando se utiliza durante la construcción el bloqueo provisional mediante barras pasantes.

Los rendimientos obtenidos pueden estimarse en dos dovelas por semana y pareja de carros.

B) Dovelas prefabricadas

El procedimiento mantiene la misma filosofía que en el caso anterior, simplemente se sustituye el hormigonado de las dovelas por la colocación y conexión de dovelas prefabricadas realizadas con anterioridad en un parque de fabricación permanente o situado a pie de obra.

La unión entre dovelas se puede realizar mediante juntas húmedas o secas. Las juntas húmedas tienen el inconveniente de requerir, con posterioridad a la colocación de la dovela –que necesita ser soportada por un elemento exterior–, un encofrado y hormigonado "in situ" que aumenta los plazos de ejecución. Las juntas secas tienen el inconveniente de que se produzcan fugas de la lechada de inyección, lo que se puede evitar, en gran medida, utilizando interfases de resina epoxi (2 ó 3 mm). Aunque este sistema encarece y ralentiza un poco la obra, su utilización es muy recomendable ya que: lubrica la dovela en el momento de su colocación, lo que favorece que no se produzcan desconchones ni puntos de concentración de tensiones; subsana las posibles faltas de coincidencia entre las caras de las dovelas; y sobre todo aporta impermeabilidad a la junta, lo que es de gran importancia en zonas húmedas y frías al evitar que pueda formarse hielo que deteriore la junta.

Por lo que respecta a la prefabricación, las características más importantes del sistema son las siguientes:

- Las dovelas prefabricadas tienen una longitud comprendida entre 2 y 3 m.
- La prefabricación de dovelas se realiza hoy día de modo conjugado, es decir, mediante un molde denominado "célula de prefabricación", en el que el tape dorsal es ocupado por la dovela anteriormente hormigonada.
- La colocación de esta dovela en la célula de prefabricación se controla automáticamente mediante un sistema gobernado por ordenador, que recibe los datos geométricos reales de dicha dovela, los compara con los valores teóricos, e introduce, si ha lugar, las correcciones oportunas en su colocación de forma que la nueva dovela a hormigonar absorba los errores de la anterior, asegurando que el puente mantendrá la forma prevista en el proyecto.

Por lo que respecta a la colocación de las dovelas para la formación del tablero, el procedimiento más habitual es el avance por ambos lados, del que se destaca:

- La primera dovela de cada T, situada sobre la pila, no va colocada sobre los apoyos definitivos del puente, sino sobre un conjunto de gatos verticales y horizontales, que permiten orientar el voladizo a su posición teórica corrigiendo los posibles errores geométricos cometidos durante la fabricación o colocación de las dovelas. Los sistemas utilizados en la actualidad permiten mover voladizos de más de 100 m y de peso superior a las 2.000 t.

- Las restantes dovelas se colocan con una viga de lanzamiento, formada por una celosía de gran canto y longitud en torno a los 100 m.
- Una vez presentada la dovela a colocar mediante el carro lanzador, y tratada la junta (seca o húmeda), se pretensa contra el voladizo ya ejecutado mediante barras que se anclan en nervios interiores. Otras veces se posicionan todas las dovelas, esta vez con juntas secas, y posteriormente se pretensan.

Los rendimientos que se obtienen en la prefabricación de dovelas son del orden de una dovela por día y molde. En la colocación, con un carro lanzador convencional y con juntas secas, en condiciones normales se puedan posicionar dos dovelas por día. Con juntas húmedas son necesarios como mínimo tres días por cada pareja de dovelas.

2.1.4.3. Rango de utilización

La elección de un dintel de canto constante o variable depende de la luz y del proceso constructivo. Los rangos de utilización habituales son:

- a) Canto constante: 35 a 80 m.
- b) Canto variable: 80 a 200 m.

El rango de luces óptimo cubierto por el procedimiento de vanos sucesivos con autocimbra puede establecerse entre 35 y 55 m.

El de empuje puede establecerse entre 35 y 50 m, aunque es posible salvar luces superiores mediante la ejecución de pilas provisionales.

En el caso de construcción por voladizos sucesivos mediante hormigonado "in situ" de dovelas, puede establecerse entre 80 y 200 m. En España se ha construido una luz máxima de 185 m, aunque existen proyectos de hasta prácticamente los 200 m.

Respecto a los puentes de dovelas prefabricadas, el rango oscila entre 50 y 80 m para canto constante, y entre 70 y 150 m, aproximadamente, para canto variable. En España se ha llegado a una luz máxima de 100 m con canto variable.

La tendencia es aumentar el límite superior mediante la utilización de:

- Hormigones de alta resistencia e incluso ligeros de alta resistencia. Permiten reducir notablemente los esfuerzos originados por el peso propio que actualmente, y para luces próximas a los 200 m, representan del orden del 80-85 % de los esfuerzos totales en la sección crítica sobre pila.
- Pretensado exterior. Resuelve el problema de la falta de espacio en los forjados para la disposición del número tan elevado de tendones requeridos para las grandes luces, y permite reducir sus espesores. Su empleo, sobre todo en el caso de las dovelas prefabricadas, es ya una práctica habitual.

2.1.4.4. Cuantías

Las cuantías en función de la luz, de cajones de canto constante construidos por el procedimiento de tramos sucesivos, son las que se indican en la figura 42 para los casos habituales. Si la estructura presenta una longitud reducida que permita un cimbrado convencional de una sola vez, las cuantías de acero activo se reducen un 5% aproximadamente. Por el contrario, si es construida por el procedimiento de empuje, las cuantías se incrementan en torno al 20%.

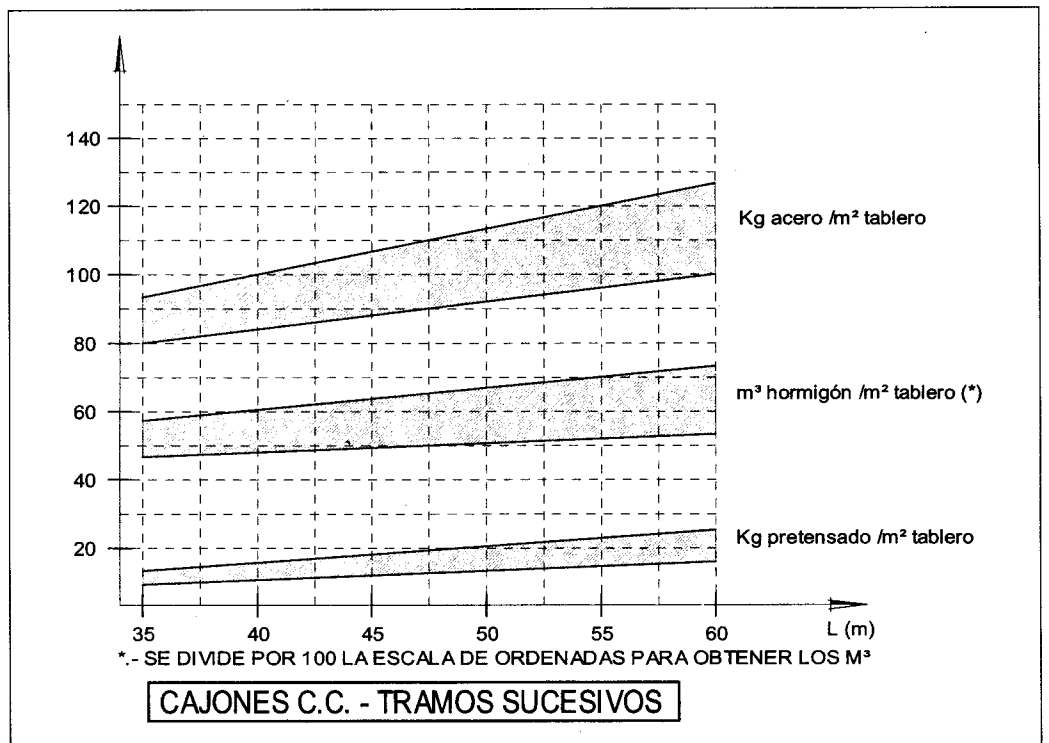


Figura 42

Para cajones construidos por voladizos sucesivos con dovelas "in situ" y carro de avance, las cuantías son las indicadas en la figura 43.

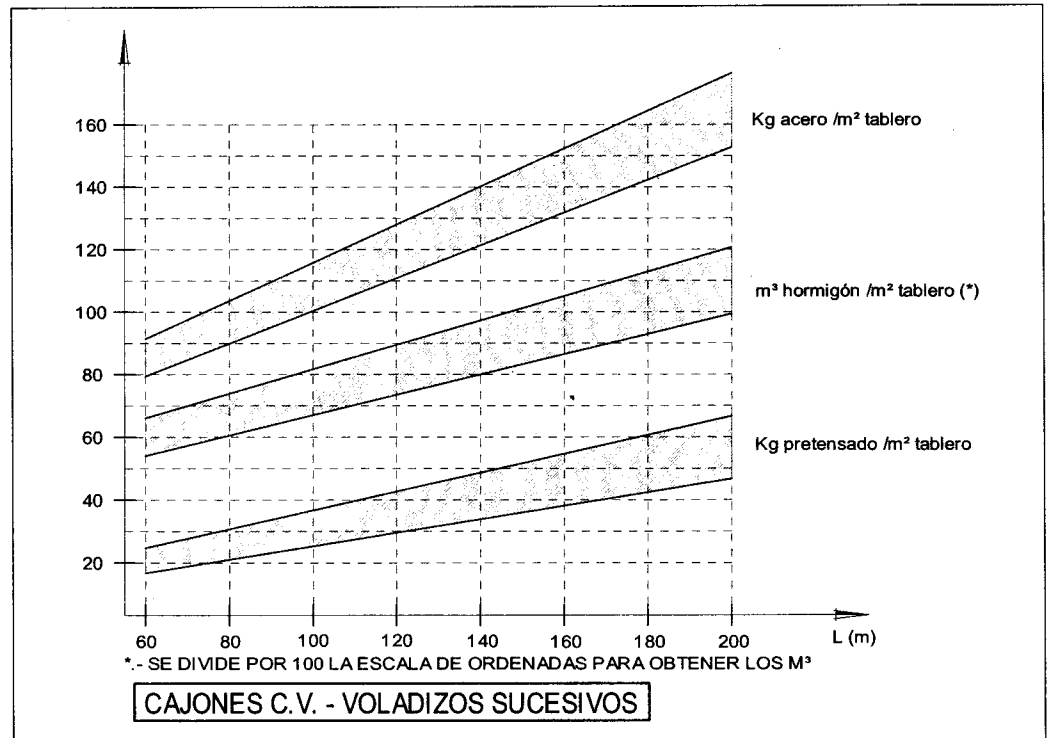


Figura 43

En el caso de dovelas prefabricadas las cuantías de acero activo se incrementan aproximadamente en un 25%.

2.2. TABLEROS MIXTOS

En general se puede afirmar que las estructuras mixtas añaden a las ventajas de las estructuras prefabricadas, las de un peso propio reducido y unos cantos que pueden ser inferiores a los de soluciones análogas en hormigón. Estas condiciones hacen muy adecuada su utilización en los casos en que se requiera:

- Secciones de gran esbeltez, v.g. si los gálibos son reducidos.
- Elementos muy ligeros que faciliten su transporte y montaje.
- Reducido peso propio de la estructura, condición importante en casos de terrenos de baja capacidad portante.
- Rapidez de ejecución, conveniente si la construcción interfiere tráficos existentes.

Por contra suelen necesitar un mantenimiento para su protección contra la corrosión y, por tanto, su coste conjunto de ejecución y conservación puede ser superior al de las estructuras de hormigón. La utilización de aceros autopatinables (Corten, Ensacor, etc.) mitiga los problemas de conservación, si bien las ventajas de su empleo desaparecen en función del ambiente en el que se ubique la obra, según se ha comentado en el epígrafe 1.2.5.

Los tableros mixtos son muy sensibles al proceso constructivo elegido. Así, por ejemplo, si se disponen unos apeos provisionales de la estructura metálica antes de hormigonar la losa de hormigón, se consigue un ahorro de acero y una mayor esbeltez, ya que el peso propio de la losa solicita a la estructura mixta completa (al retirar los apuntalamientos) en lugar de tener que ser resistido sólo por la estructura metálica. Este ahorro puede ser significativo según los casos (10% al 20%), ya que además de la reducción que se consigue en el acero de los elementos metálicos principales, también se reducen muy significativamente los elementos de rigidización de las chapas comprimidas al hacer que la fibra neutra ascienda, disminuyendo o incluso anulando la parte metálica comprimida que, por otra parte, queda arriostada con la propia losa de hormigón.

Aunque las estructuras mixtas ofrecen muchas posibilidades de variedades formales y estructurales, se van a tratar solamente las dos tipologías más simples de tablero:

- Cajones metálicos, únicos o múltiples, con losa superior de hormigón.
- Vigas doble T metálicas con losa superior de hormigón.

2.2.1. Secciones en cajón único o múltiple

Las soluciones en cajón ofrecen las mismas ventajas respecto a las soluciones de vigas, que se vieron en el caso de las estructuras de hormigón. Así, su utilización es recomendable cuando:

- El trazado en planta presente curvaturas importantes. La adaptación de los cajones a la curvatura se resuelve más fácilmente y con mayor limpieza que utilizando vigas. Por otra parte, las secciones en cajón presentan un comportamiento frente a la torsión mejor que los tableros de vigas.
- Sea necesario un canto reducido, por imposición de los gálibos existentes o por condicionantes estéticos. A igualdad de luz, la solución en cajón requiere un menor canto que las soluciones de vigas.
- La calidad estética de la obra sea un factor muy importante. En este caso se incluyen los puentes muy expuestos visualmente y los situados en un medio urbano.

Por contra, suelen tener un coste de construcción superior al de las vigas.

2.2.1.1. Sección tipo. Esbelteces

A continuación se dan unas orientaciones sobre las dimensiones que suelen ser más frecuentes en los ejemplos más simples de esta tipología para puentes de carretera (figura 44).

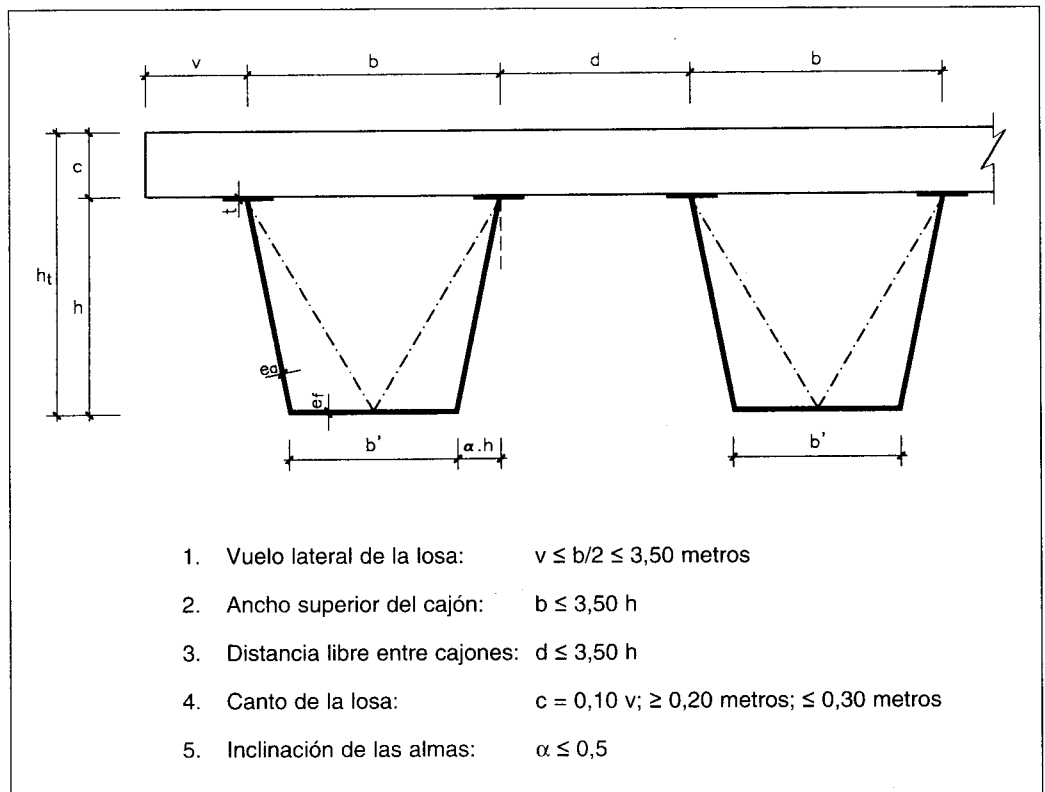


Figura 44

- El espesor del alma “ e_a ”, normalmente estará comprendido entre $h/80$ y $h/200$, si no se disponen rigidizadores longitudinales, siendo “ h ” el canto del cajón metálico. En cualquier caso el espesor cumplirá la condición “ $e_a \geq 8$ mm”.
- El espesor de la chapa de fondo “ e_f ”, cumplirá las siguientes condiciones:
 - $e_f > b'/60$ Si está comprimida y no existen rigidizadores longitudinales. Si se disponen rigidizadores longitudinales, es aplicable esta limitación sustituyendo “ b ” por la distancia máxima entre rigidizadores.
 - $e_f > b'/120$ Si está traccionada.
- El espesor “ t ” de las alas superiores de los cajones, no suele ser inferior a $1/20$ de su ancho si están comprimidas, y a $1/30$ si están traccionadas.
- El canto total (cajón+losa) suele variar entre $L/27$ y $L/33$; siendo “ L ” la luz del vano en estructuras continuas. Para otras condiciones de sustentación se tomará la luz equivalente “ L^* ” definida en el apartado 2.1.2.

Los criterios geométricos expuestos inciden sobre la composición de la sección transversal del tablero determinando, para los casos más simples, el número de cajones que deben disponerse en función de la anchura del tablero y la luz del vano “ L ” (en estructuras continuas). Esta disposición se representa en la figura 45.

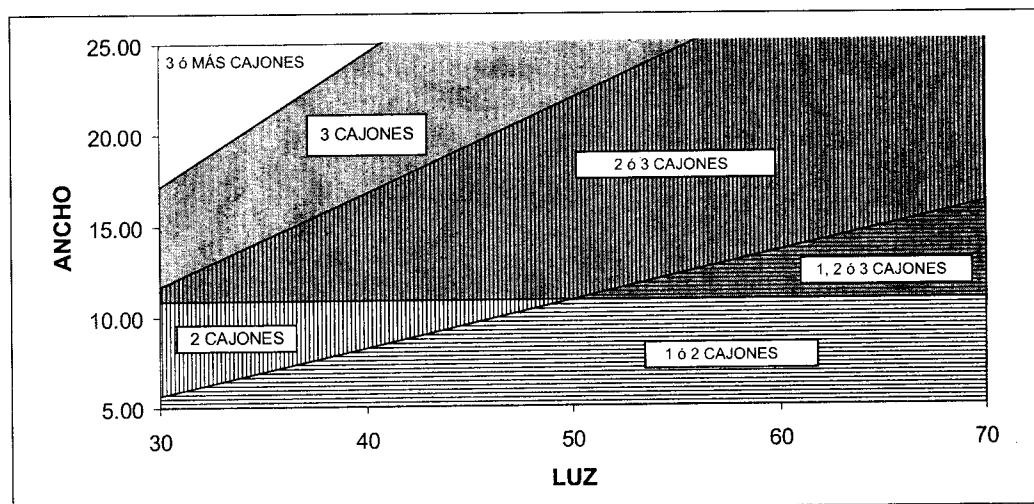


Figura 45

2.2.1.2. Procesos constructivos

Además de los procesos constructivos indicados en 2.2.2.2 para la tipología de tableros mixtos constituidos por vigas, se puede utilizar la construcción mediante avance en voladizo con o sin ayuda de atirantamientos provisionales. Este sistema es indicado para luces importantes y emplazamientos de difícil accesibilidad, ya que el reducido peso de la estructura metálica permite que los medios auxiliares no tengan un coste excesivo.

2.2.1.3. Rango de utilización

Se puede decir que estas soluciones tipo suelen tener su rango más habitual de luces entre los 30 y los 70 m, aunque las posibilidades que ofrecen son muy amplias.

2.2.1.4. Cuantías

- Losa de hormigón (ejecutada "in situ").

Hormigón: 0,25 a 0,35 m³/m² de tablero

Acero pasivo: 25 a 40 Kg/m² de tablero

- Acero en cajones.

En las figuras 46 y 47 se indica la cuantía de acero estructural (Kg/m²), para tableros formados por uno, dos o tres cajones, en función de la anchura del tablero y de la luz.

Esta cuantía "S_L" se refiere sólo al acero de las chapas que forman los cajones, sin incluir, por tanto, el acero de los rigidizadores longitudinales y transversales, y corresponde a tableros de esbeltez (luz/canto total) = 27. Para otras esbelteces (L/h), la cuantía del acero principal se puede obtener multiplicando la anterior cuantía por el factor de esbeltez "K_e", cuyo valor es:

$$K_e = 1 + m(L/h - 27)$$

siendo:

$$m = (89,9 - 2,37L + 0,017L^2) \cdot 10^{-3}$$

L = Luz del vano

h = Canto total

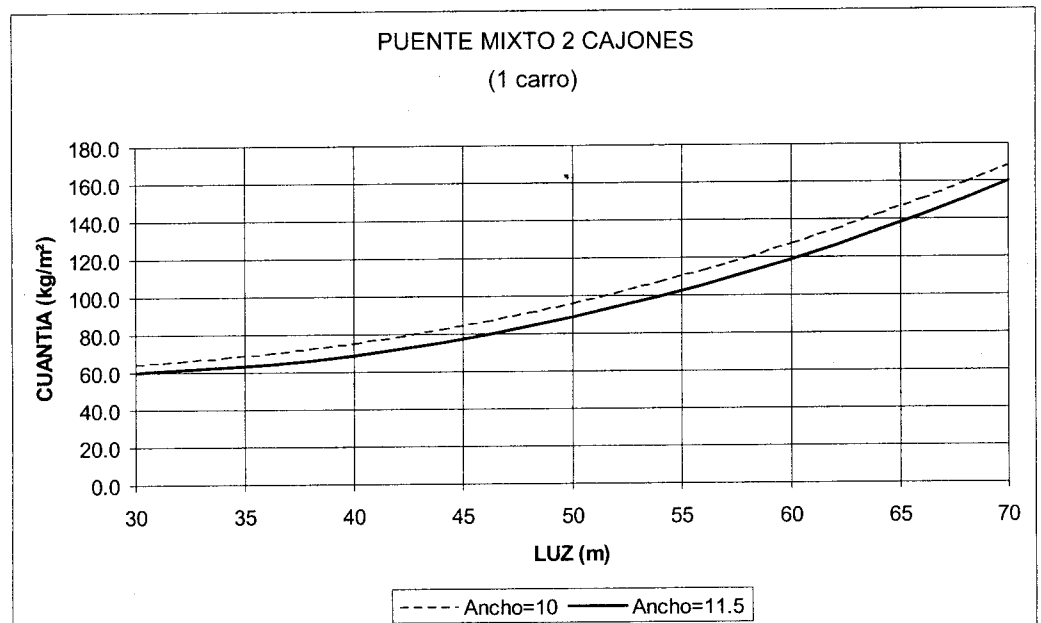
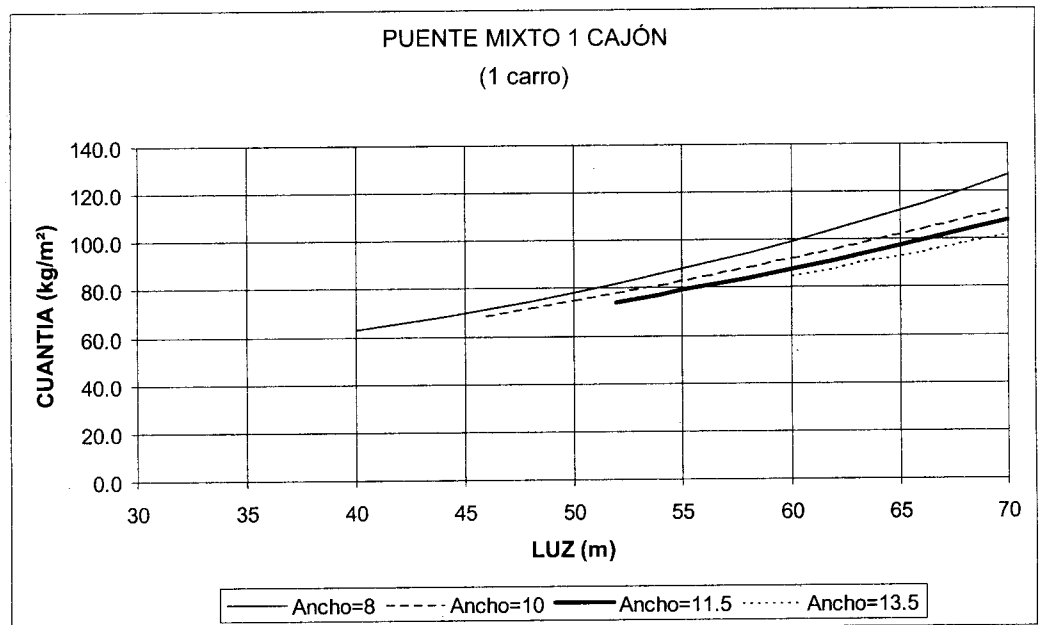


Figura 46

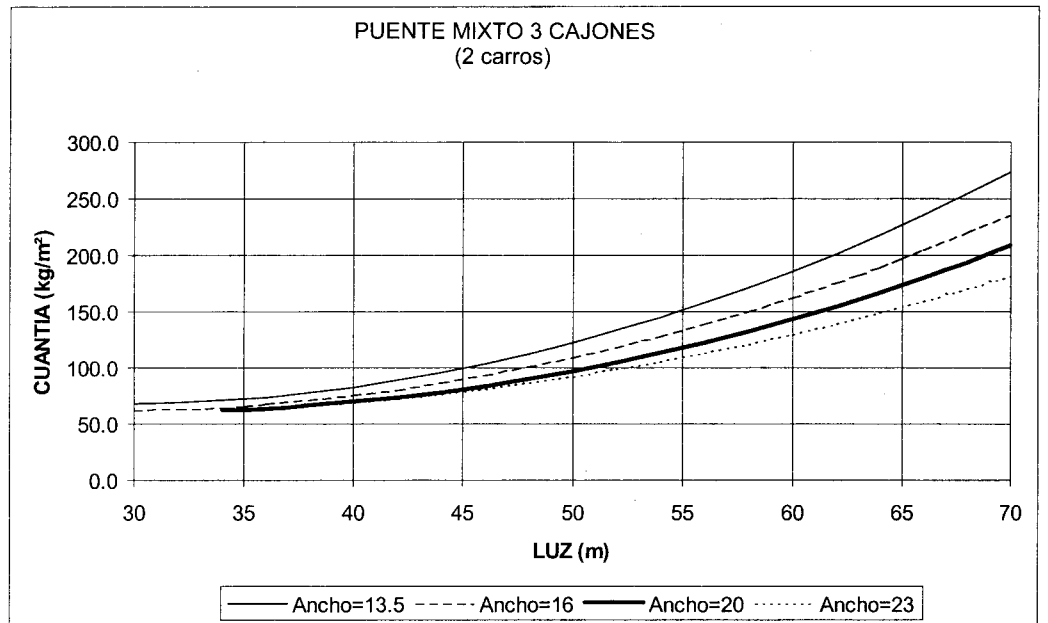
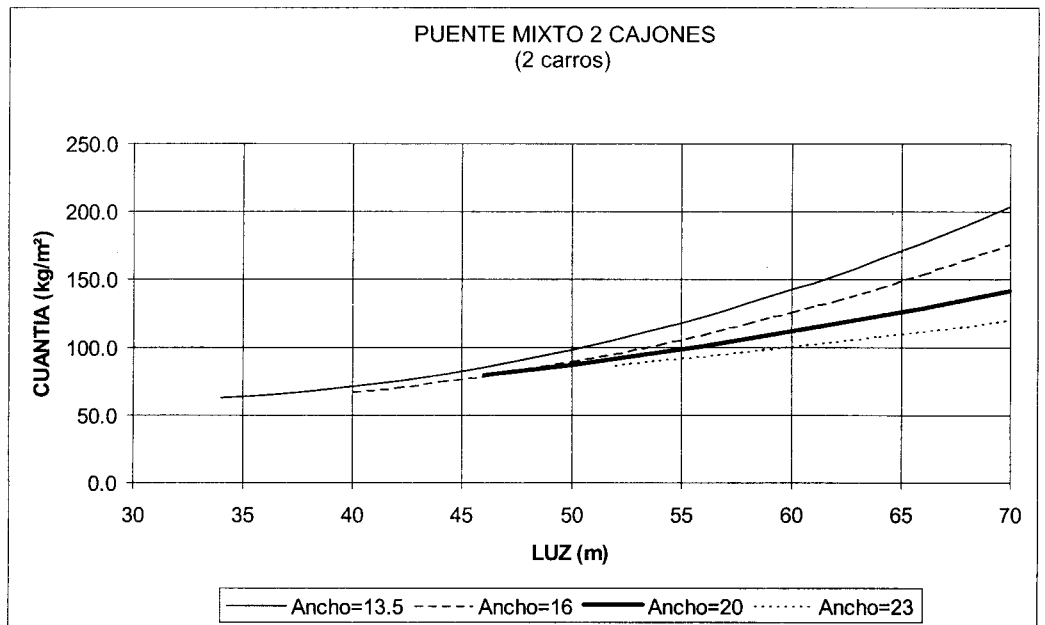


Figura 47

La cuantía de acero correspondiente a rigidizadores y diafragmas “ S_T ” se puede obtener en función de la cuantía de acero principal “ S_L ”, mediante la expresión:

$$S_T = K_T \cdot S_L$$

donde “ K_T ” es un coeficiente de cuantía transversal cuyo valor puede obtenerse en al figura 48.

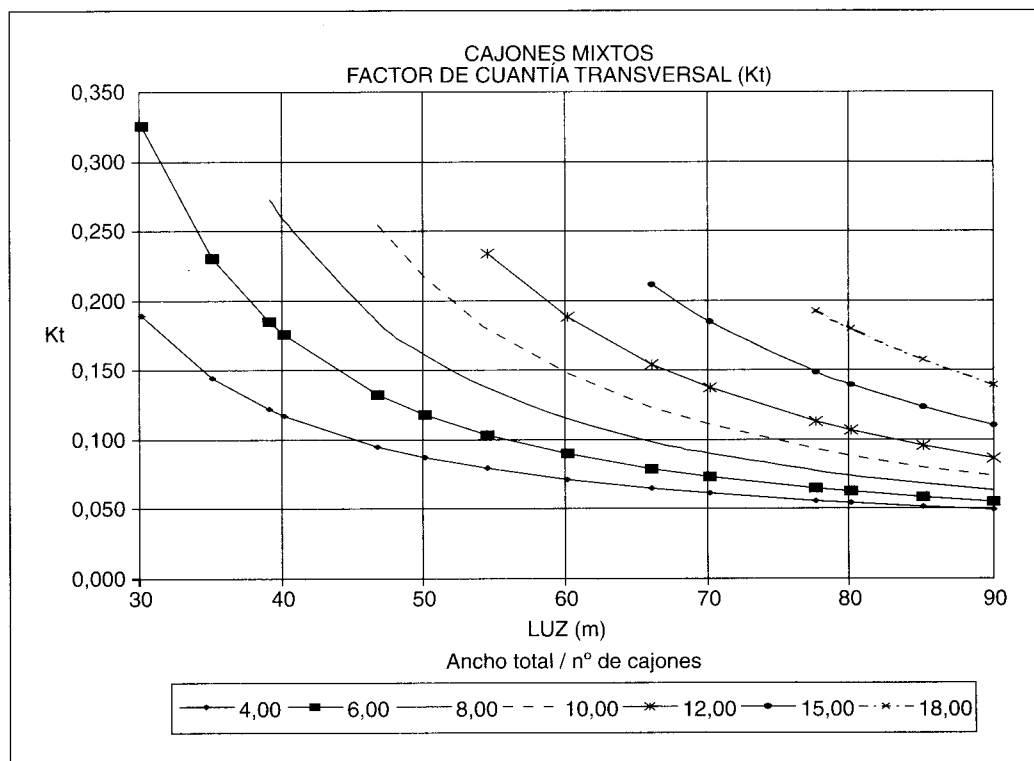


Figura 48

2.2.2. Secciones con vigas metálicas

Su utilización en España está muy poco extendida por el momento.

2.2.2.1. Sección tipo. Esbelteces

A continuación se dan unas orientaciones sobre las dimensiones que suelen ser más frecuentes en los puentes de carretera (figura 49):

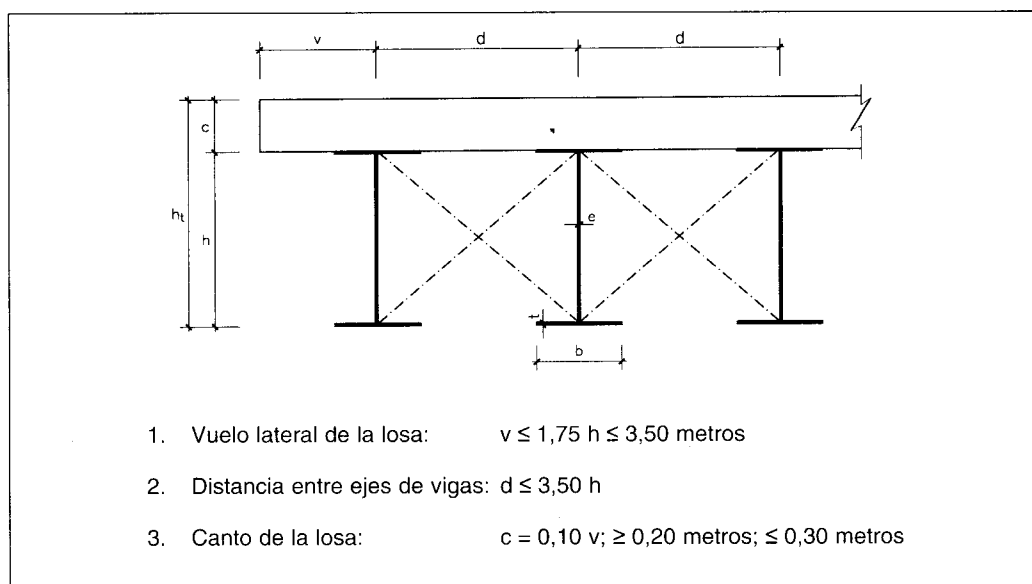


Figura 49

- El espesor del alma de las vigas “e” normalmente estará comprendido entre $h/80$ y $h/200$ si no se disponen rigidizadores longitudinales, siendo “h” el canto de la viga metálica. En cualquier caso el espesor cumplirá la condición “e” ≥ 8 mm.
- El espesor “t” de las alas de las vigas cumplirá las siguientes condiciones:
 - $t > b/20$; si están comprimidas
 - $t > b/30$; si están traccionadas
 siendo “b” el ancho de las alas.
- Los cantos totales (viga + losa) más habituales para esta tipología están comprendidos entre los siguientes valores: $L/22$ a $L/28$, siendo “L” la luz del vano en estructuras continuas. Para otras condiciones de sustentación se tomará la luz equivalente “L*” definida en el apartado 2.1.2.
- La distancia entre los planos de arriostramiento transversal está comprendida normalmente entre los valores: $3h$ y $5h$, siendo “h” el canto de la viga metálica.

Los criterios geométricos expuestos en este apartado inciden sobre la composición de la sección transversal del tablero, determinando el número de vigas que deben disponerse en función de la anchura del tablero y la luz del vano “L” (estructuras continuas). En la figura 50 se representan los dominios en los que se utilizarían desde 2 hasta 6 vigas.

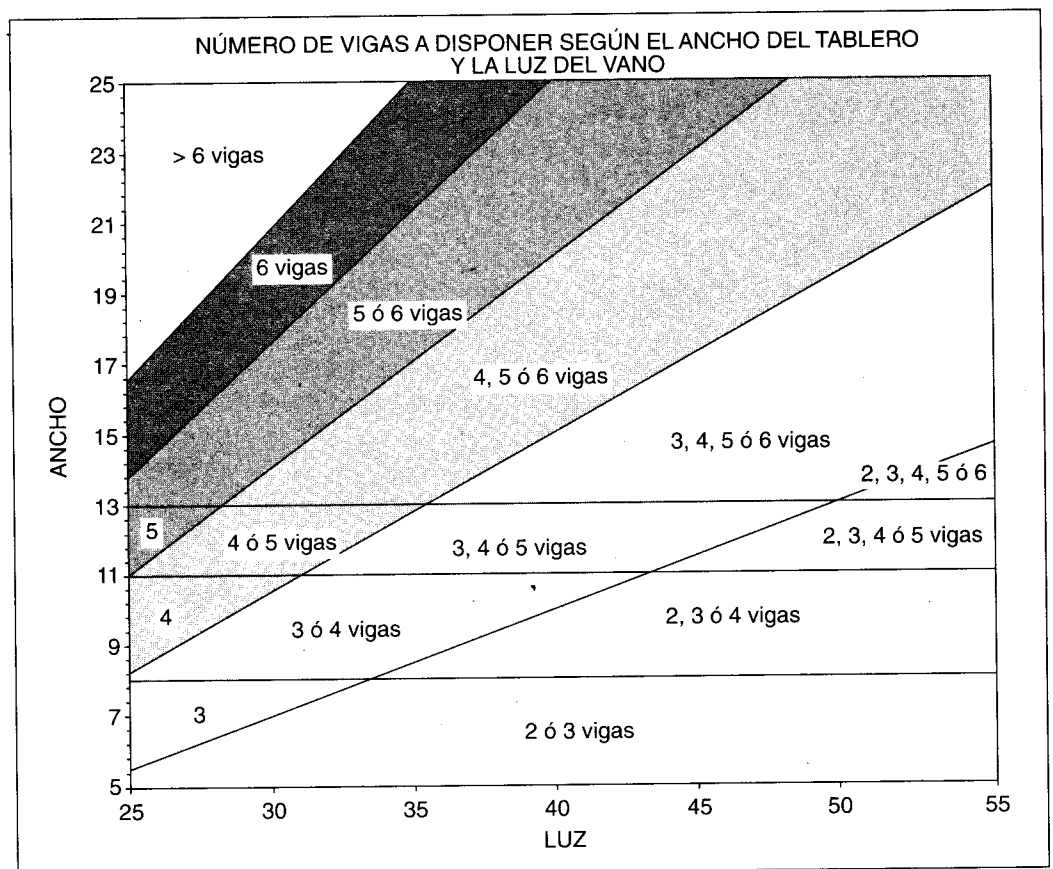


Figura 50

2.2.2.2. Procesos constructivos

El proceso constructivo de un tablero mixto ofrece muchas variantes al ser una combinación de los procesos típicos de una estructura metálica y de los correspondientes a una estructura de hormigón.

Las vigas metálicas se ejecutan en el taller, siendo perfiles laminados o, si las dimensiones de su sección son superiores a las de los perfiles existentes en el mercado, vigas realizadas con chapas soldadas. Se montarán en taller los mayores tramos posibles compatibles con las exigencias del transporte y con los medios de puesta en obra.

Al igual que en el caso de las vigas de hormigón, los procedimientos de montaje en obra más habituales son (epígrafe 1.5):

- Mediante una o dos grúas.
- Lanzamiento de la estructura metálica, bien viga a viga o a tablero completo.
- Ripado transversal de las vigas.
- Izado de los elementos o del conjunto del tablero.

Respecto a la losa de hormigón, los procedimientos más habituales son:

- Hormigonado sobre encofrados convencionales apoyados en las vigas. Para los voladizos es necesario disponer previamente unas estructuras auxiliares unidas a la propia viga de borde.
- Hormigonado sobre chapas metálicas nervadas que, en general, sólo se consideran como encofrado perdido.
- Hormigonado sobre prelosas armadas o pretensadas, que pueden integrarse en el funcionamiento estructural de la losa o, en menos ocasiones, actuar como simples encofrados perdidos.
- Colocación de losas prefabricadas que se unen a las vigas concentrando los elementos de conexión en unas zonas donde las losas presentan el correspondiente cajeadado.

Para cualquiera de estos procedimientos son válidos los criterios dimensionales de la sección transversal dados en el apartado 2.2.2.1, si bien se deberá tener en cuenta que los espesores de la losa definidos corresponden a la sección de hormigón resistente, por lo que habrá que añadir el espesor de las prelosas en los casos en que éstas se utilicen únicamente como encofrados perdidos.

2.2.2.3. Rango de utilización

El rango de utilización de esta tipología corresponde a luces entre 20 y 60 metros, siendo más habitual el intervalo entre 25 y 50 metros.

2.2.2.4. Cuantías

a) Losa de hormigón (realizada "in situ").

Hormigón: 0,25 a 0,35 m³/m² de tablero
Acero pasivo: 30 a 50 Kg/m² de tablero

b) Acero en vigas.

En las figuras 51 y 52 se indica la cuantía de acero estructural "S_L" (Kg/m²), para tableros formados por dos, cuatro o seis vigas, en función de la anchura del tablero y de la luz.

Esta cuantía se refiere al acero de las chapas que forman las vigas, por lo tanto no incluye el acero de los rigidizadores longitudinales y transversales, y corresponde a tableros de esbeltez (luz/canto total) = 22.

Para otras esbelteces (L/h) la cuantía del acero principal será la obtenida para esbeltez 22, multiplicada por el factor de esbeltez "K_e" cuyo valor es:

$$K_e = 1 + m(L/h - 22)$$

siendo:

$$m = (89,9 - 2,37L + 0,017L^2) \cdot 10^{-3}$$

L = Luz del vano

h = Canto total

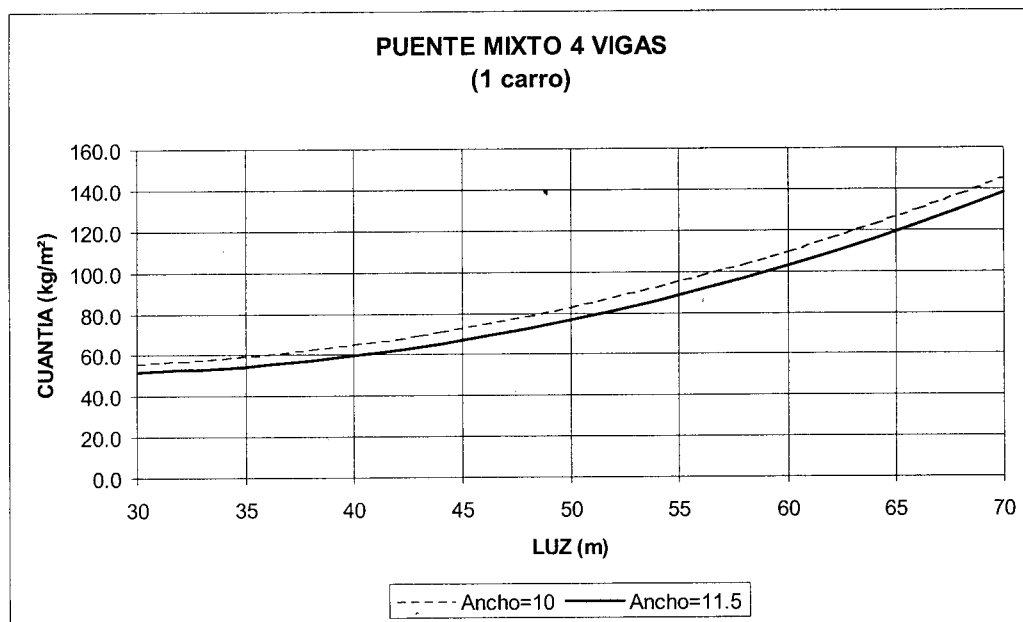
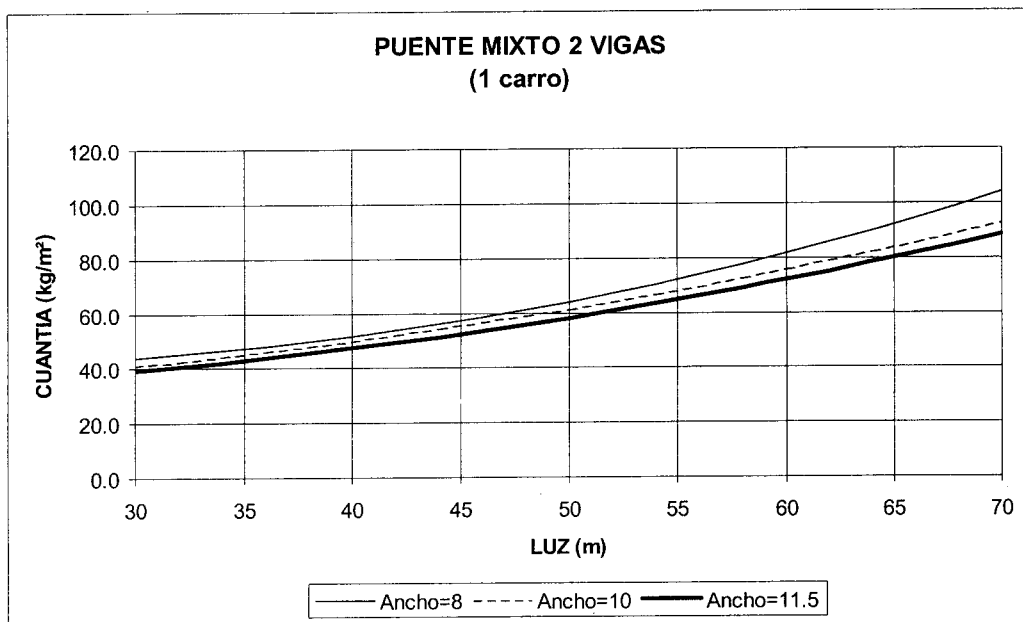


Figura 51

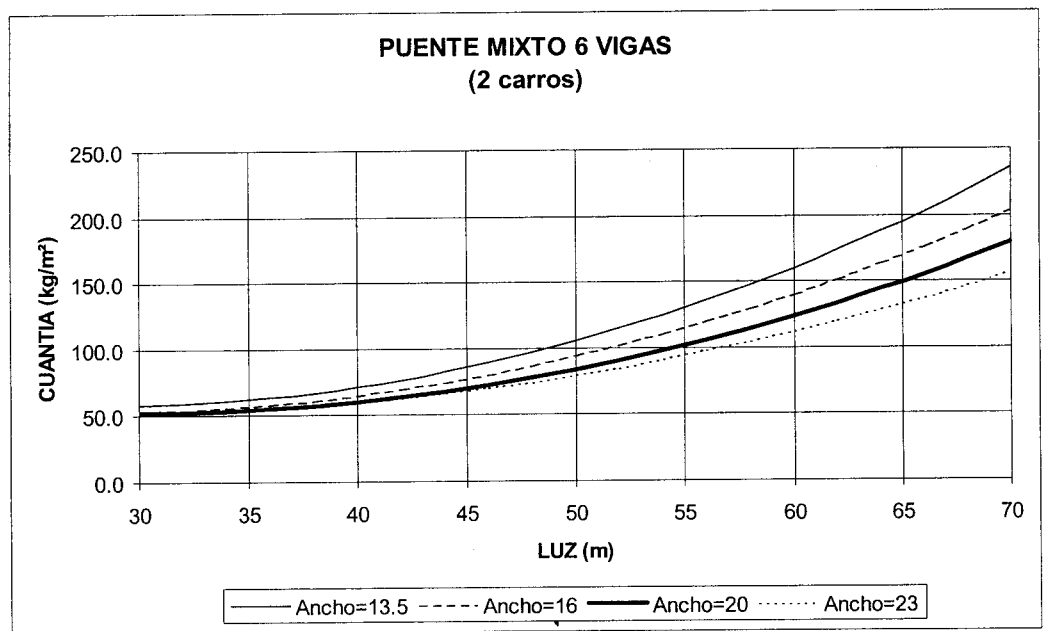
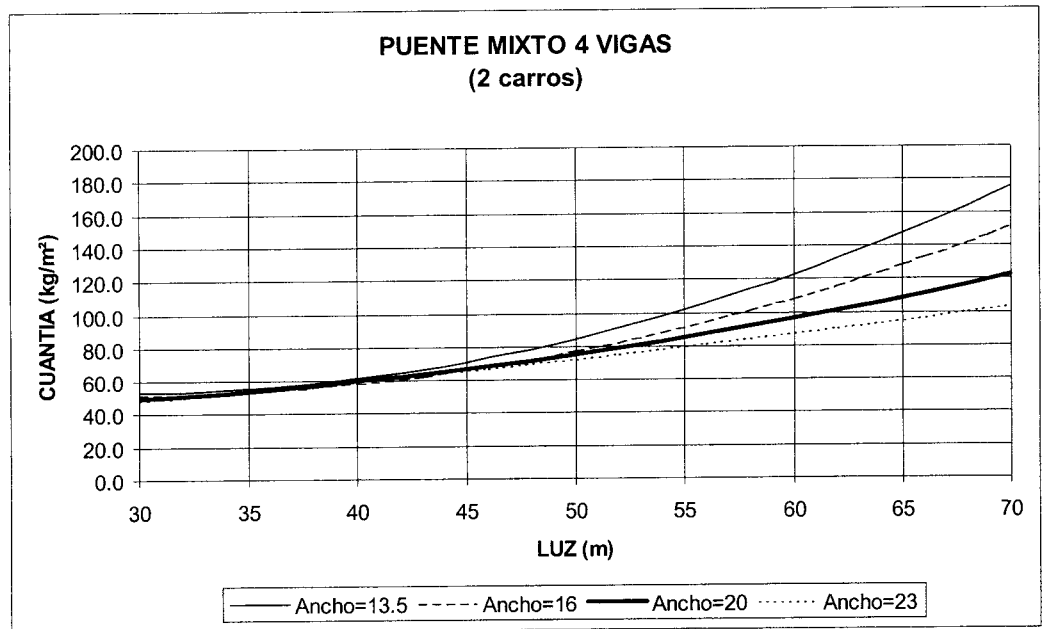


Figura 52

La cuantía de acero correspondiente a rigidizadores y diafragmas “ S_T ” se puede obtener en función de la cuantía de acero principal “ S_L ”, mediante la expresión:

$$S_T = K_T \cdot S_L$$

donde “ K_T ” es un coeficiente de cuantía transversal cuyo valor puede verse en la figura 53.

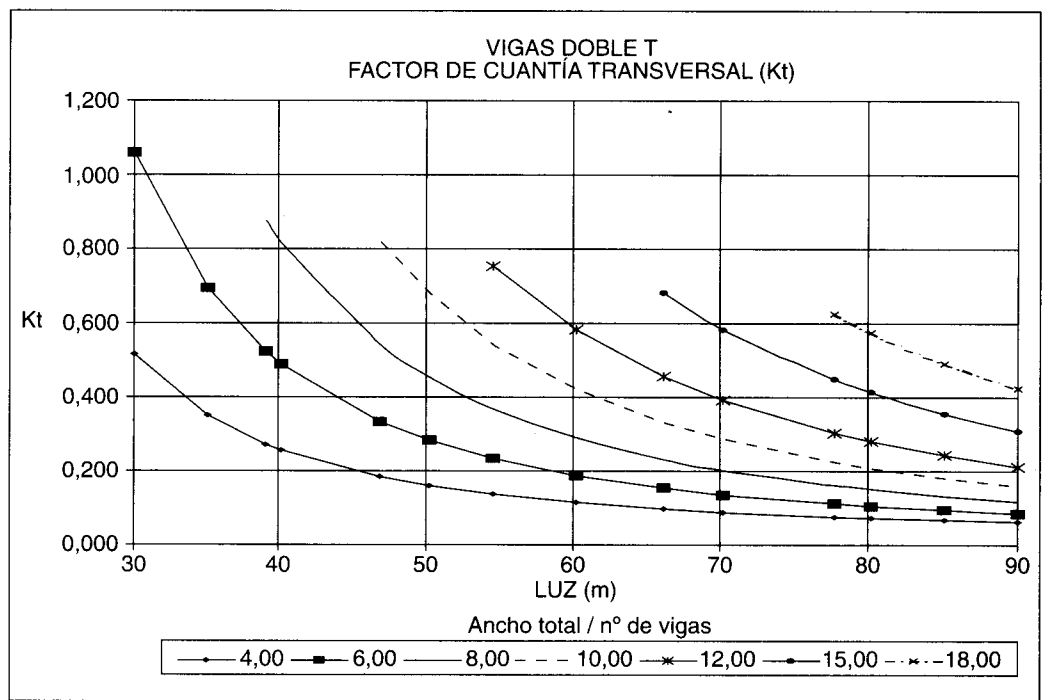


Figura 53

3.

PILAS

Las pilas son los elementos que constituyen los soportes intermedios de las obras de paso. Su morfología está condicionada fundamentalmente por dos factores: su altura y el tipo del tablero que sustentan. Para la descripción de los distintos tipos de pilas posibles, se va a diferenciar entre pilas de altura moderada y pilas de gran altura. Fijar el límite de altura que permite distinguir entre uno y otro tipo es, sin duda, muy relativo, pero para la redacción de los siguientes epígrafes se ha considerado que está en torno a los 20-30 metros.

3.1. PILAS DE ALTURA MODERADA

Las secciones transversales de estas pilas son siempre macizas. Se pueden distinguir dos grandes grupos: las constituidas por un fuste de tipo tabique que recoge al tablero en todo su ancho, y las constituidas por uno o varios fustes de secciones cuadradas, poligonales o circulares.

3.1.1. Pilas de tipo tabique

En estas pilas son frecuentes secciones como las indicadas en la figura 54, en las que el ancho "a" del tabique vendrá condicionado por el ancho inferior del tablero.

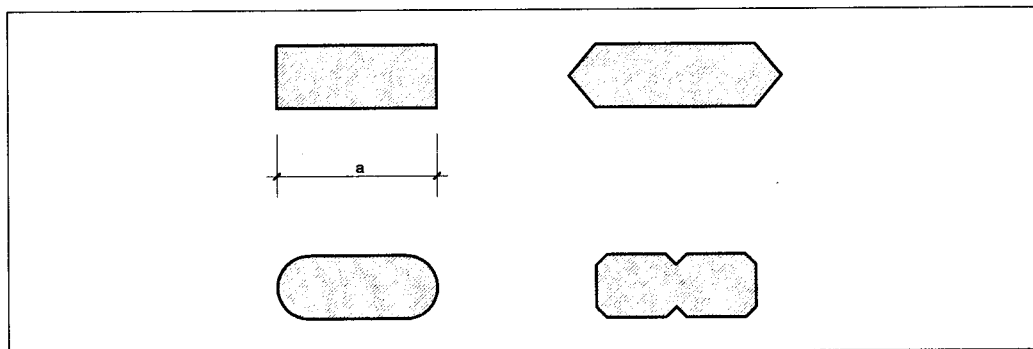


Figura 54

En el caso de tableros convencionales de vigas, la necesidad de dar apoyo a las vigas extremas del tablero, da lugar a tabiques excesivamente anchos y opacos, que pueden resultar poco afortunados estéticamente. Además, las exigencias geométricas derivadas de disponer dos líneas de apoyo en el tabique, una correspondiente a cada vano adyacente, y permitir que los apoyos tengan un resguardo razonable y las vigas las entregas y separación entre extremos mínimas, suelen obligar a disponer un cabezal en la coronación (figura 55), a no ser que se proyecte un tabique excesivamente grueso.

En el caso de tableros de tipo losa o cajón, la "pila tabique" suele permitir siempre el disponer al menos dos apoyos. Por tanto, salvedad hecha de la flexibilidad transversal de las pilas, que suele ser despreciable, se puede considerar que cada vano está empotrado a torsión en las pilas, lo que favorece el trabajo del tablero. En la figura 56 se pueden ver algunos tipos posibles de pila para estos puentes. Su espesor "e" sólo viene determinado por condiciones resistentes, ya que sólo hay necesidad de disponer una única línea de apoyos del tablero con los resguardos oportunos.

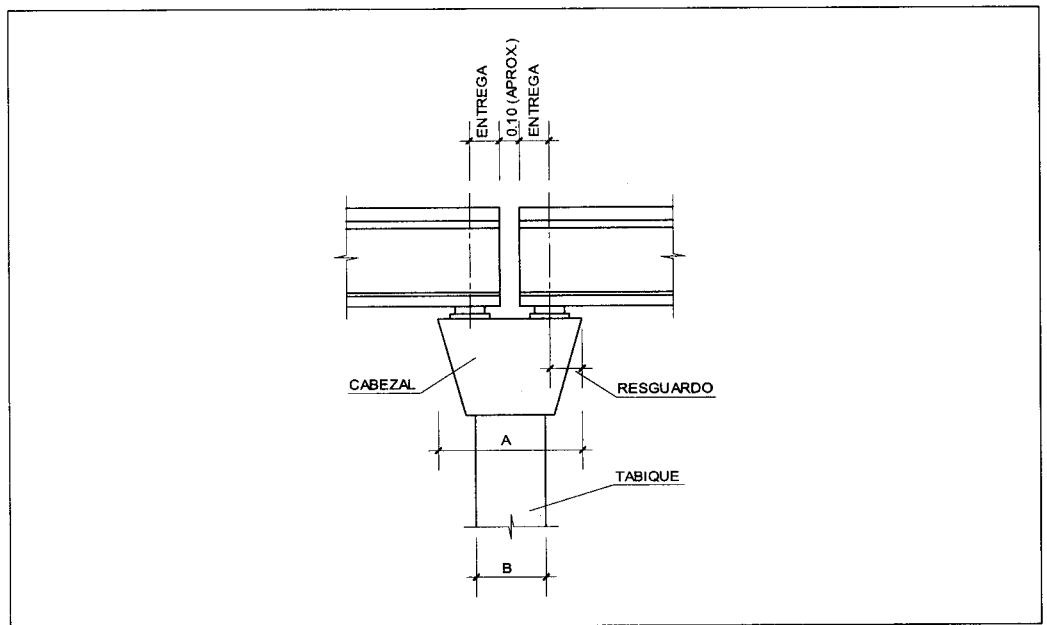


Figura 55

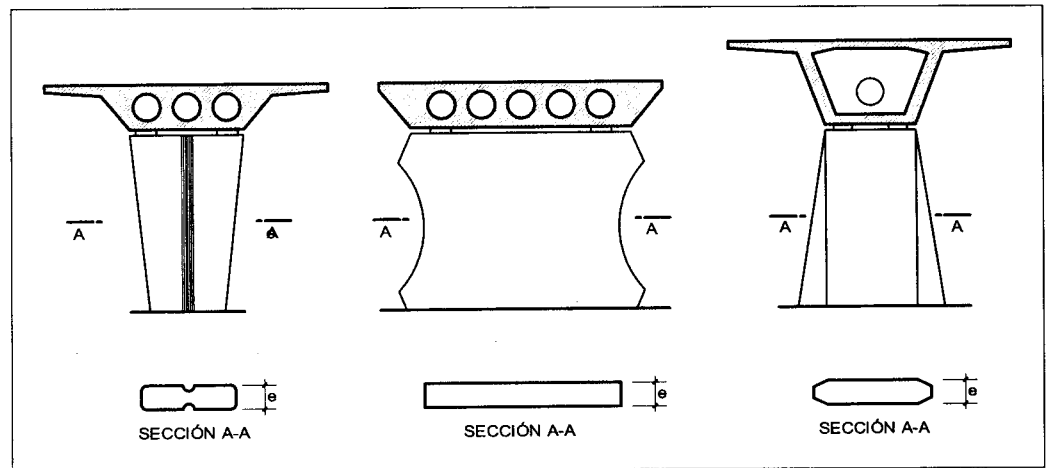


Figura 56

3.1.2. Pilas con uno o varios fustes

Partiendo de las secciones más simples –circular y cuadrada–, se pueden obtener distintas posibilidades de fustes, tal y como se indican en la figura 57.

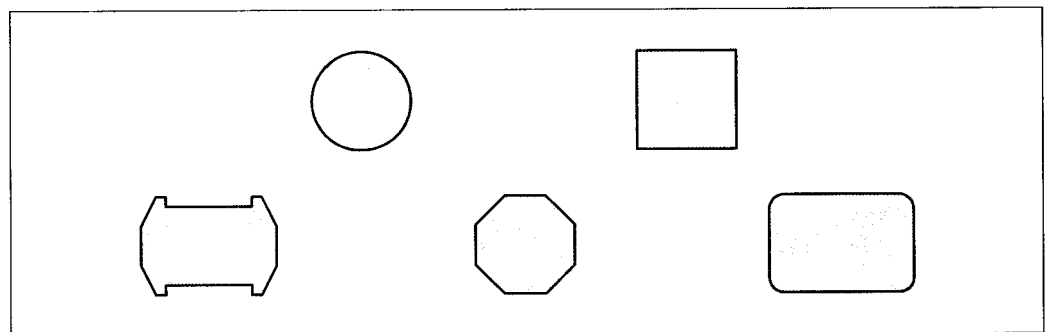


Figura 57

En el caso de tableros de vigas, es necesario disponer un dintel o cabezal que una los fustes y que constituya, junto con ellos, un pórtico (figura 58).

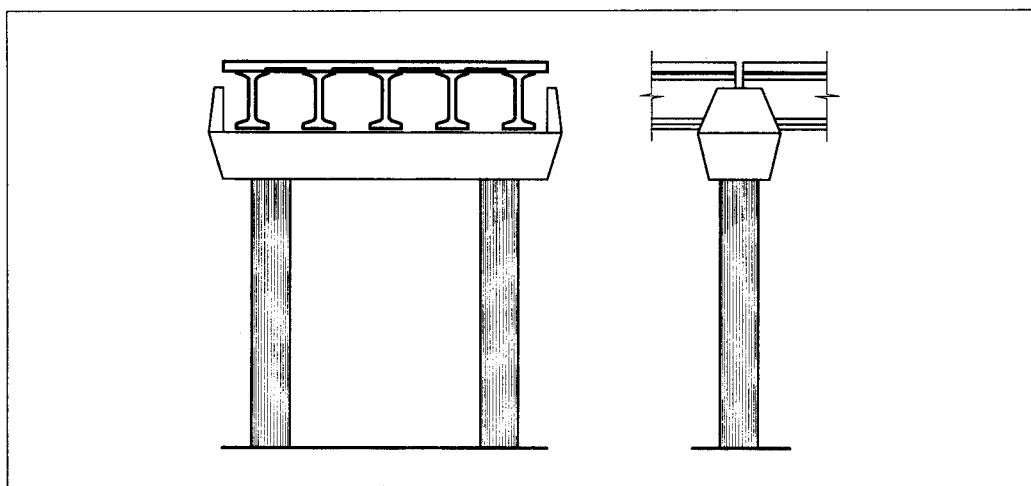


Figura 58

Solamente en el caso de tableros con pocas vigas, como pueden ser los constituidos por vigas artesas, se elimina este dintel y se dispone un fuste por viga. Como ya se ha comentado, las necesidades geométricas de apoyo de las vigas, obligan a disponer un cabezal en la coronación de los fustes, so pena que éstos se dimensionen excesivamente sobrados (figura 59).

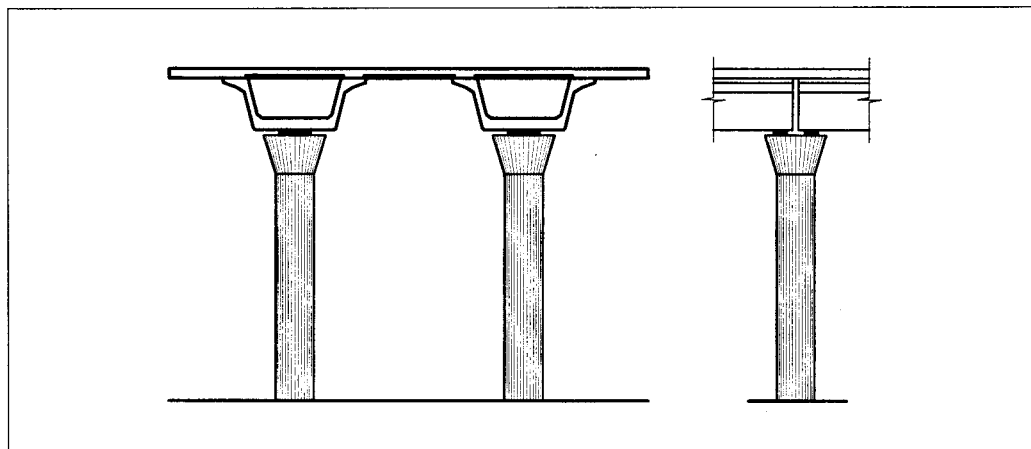


Figura 59

En el caso de tableros de tipo cajón o de tipo losa, el número de fustes a disponer es función del ancho de la tabla inferior (figura 60). Es cada vez más frecuente recurrir a un solo fuste si esta es inferior a los 10-12 metros, ya que permite gran libertad de encaje en planta, siempre que la resistencia del tablero, frente a la torsión y la flexión transversal, lo permita.

En algunas ocasiones, tanto en tableros de vigas como en losas o cajones, se combinan soluciones de un solo fuste, con dos o más apoyos en sentido transversal, por lo que es necesario disponer un dintel. Son soluciones muy clásicas que se denominan "pilas martillo". A diferencia de las "pilas tabique", en este caso, aunque existan dos o más apoyos en la línea de apoyo, "a priori" no se pueden considerar los tableros empotrados a torsión en las pilas, ya que la flexibilidad de los fustes no suele resultar despreciable (figura 61).

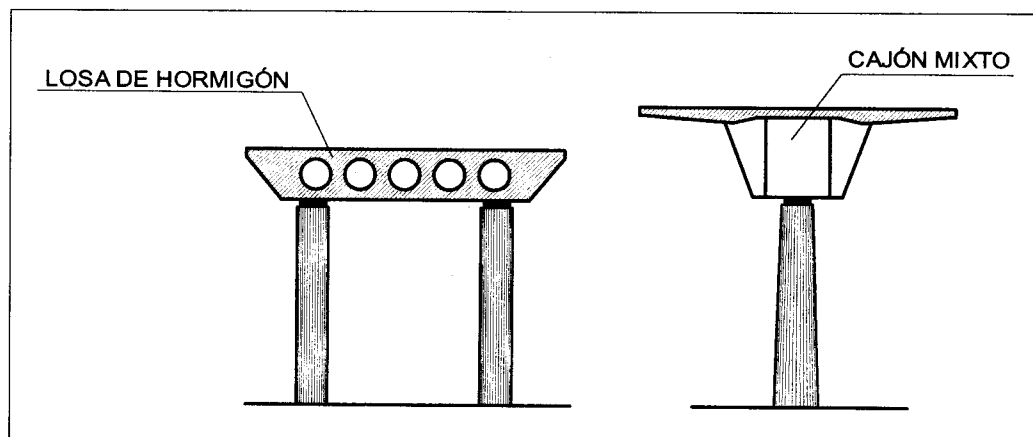


Figura 60

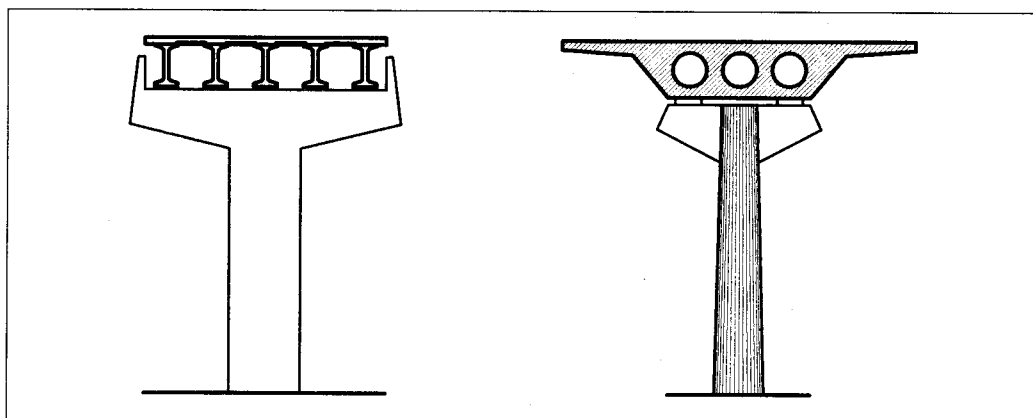


Figura 61

3.2. PILAS DE GRAN ALTURA

En el caso de pilas de gran altura, las acciones verticales y horizontales del tablero se suman a las propias acciones que actúan sobre ellas. Estas elevadas sollicitaciones obligan a recurrir a secciones con dimensiones apreciables, tanto longitudinal como transversalmente al eje del puente, por lo que se utilizan secciones de tipo cajón, v.g. rectangulares aligeradas interiormente, algunos de cuyos ejemplos pueden observarse en la figura 62.

El espesor mínimo aconsejable de la pared suele estar en torno a los 0,25-0,30 m, y los espesores máximos no suelen superar los 0,45-0,50 m.

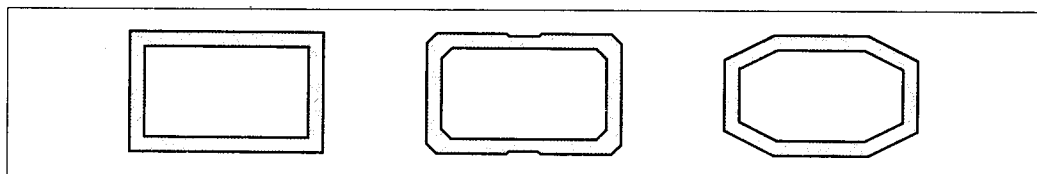


Figura 62

En función de la dimensión longitudinal de la pila en cabeza, determinada por las necesidades geométricas de apoyo del tablero, si la altura es elevada se puede recurrir a ataluzarlas en sentido longitudinal. En sentido transversal al puente el ataluzamiento resulta menos frecuente.

Dependiendo del tipo de tablero que soportan, será necesario disponer un dintel en la coronación –tableros de vigas– o simplemente macizar la coronación para apoyar la tabla inferior de la losa o del cajón (figura 63).

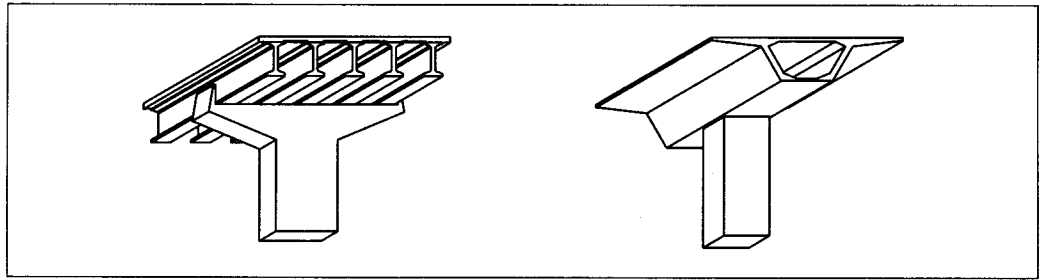


Figura 63

Cuando la flexibilidad longitudinal de las pilas lo permite, se puede empotrar la pila en el tablero y eliminar los aparatos de apoyo. Esta solución se aplica con éxito en el caso de tableros cajón construidos por avance en voladizo, ya que permite asegurar la estabilidad durante la construcción sin recurrir a dispositivos de anclaje provisionales (figura 64).

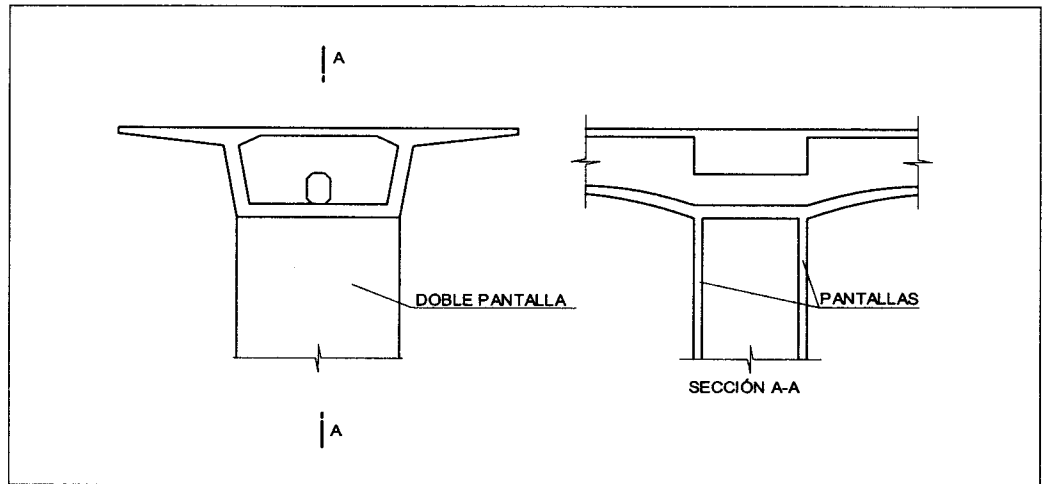


Figura 64

4.

ESTRIBOS

Los estribos son los elementos que constituyen los soportes extremos de las obras de paso. Además de recibir las cargas transmitidas por el tablero, han de sostener las tierras de los terraplenes de acceso de la estructura. En general, es este trabajo como muro de contención de tierras, el determinante en su dimensionamiento, a no ser que se ancle el tablero a los estribos, v.g. en zonas sísmicas, en cuyo caso resultan también muy condicionados por las acciones del tablero. La función de contención de tierras incide también en su durabilidad, por lo que hace necesario una buena impermeabilización de su trasdós, y la correcta ejecución de los oportunos sistemas para la recogida, conducción y evacuación del agua.

La altura máxima de los estribos no suele superar los 15 metros, ya que para alturas mayores, e incluso por encima de los 10 metros, dependiendo de la topografía del terreno y de la rasante, suele resultar más ventajoso aumentar la longitud del puente y disminuir dicha altura.

Para la descripción de sus tipologías, se han agrupado en los siguientes tipos:

- Estribos cerrados.
- Estribos abiertos.
- Sillas-cargadero.
- Estribos de tierra reforzada.

4.1. ESTRIBOS CERRADOS

Es la tipología más común de estribo de puente. Su sección transversal es la indicada en la figura 65.

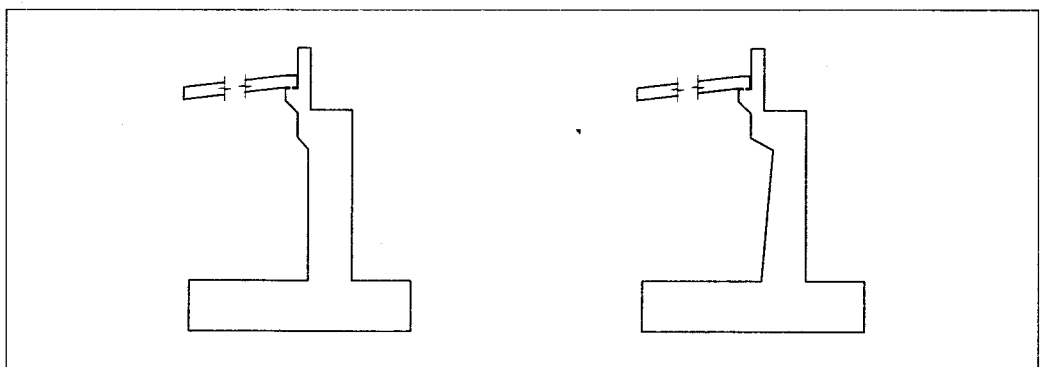


Figura 65

Su cierre lateral vendrá condicionado por el hecho de que las tierras puedan o no derramar por delante del estribo. En el primer caso, que no es frecuente en los estribos cerrados, la solución es disponer una pequeña aleta triangular, perpendicular al muro frontal del estribo, cuya altura y longitud dependerán del canto del tablero y del talud del derrame de las tierras del terraplén (figura 66).

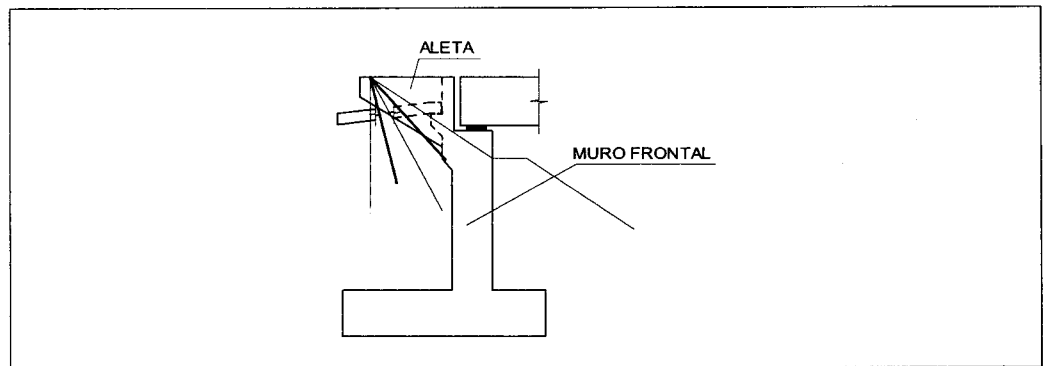


Figura 66

Cuando las tierras no puedan derramar por delante del estribo, caso más habitual, hay dos soluciones posibles:

- Proyectar muros en prolongación del muro frontal –aletas en prolongación– tal como se indica en la figura 67.

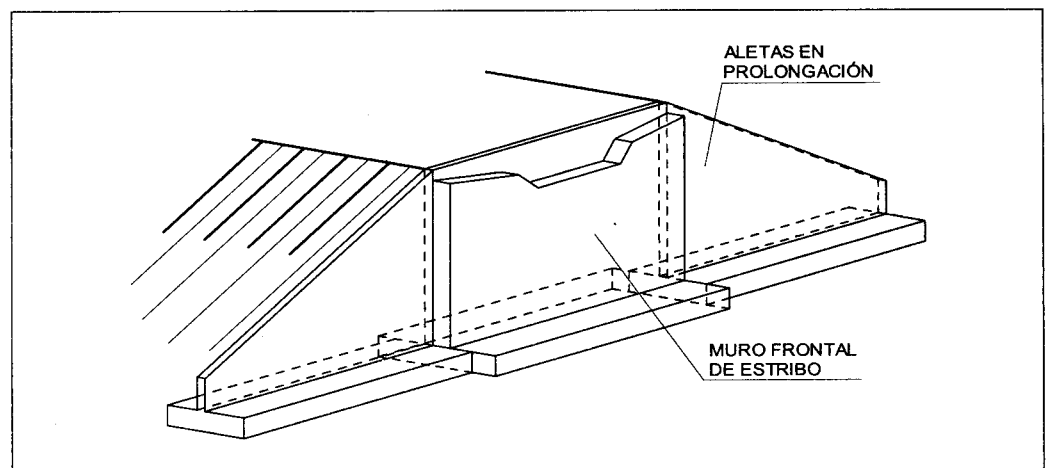


Figura 67

- Disponer muros solidarios con el propio muro frontal y perpendiculares a él –muros en vuelta– tal como se indica en la figura 68. En este último caso, en función de la altura del estribo y del talud de las tierras, puede llegar a ser necesario hacer auténticos muros de acompañamiento que contenga el terraplén (figura 69).

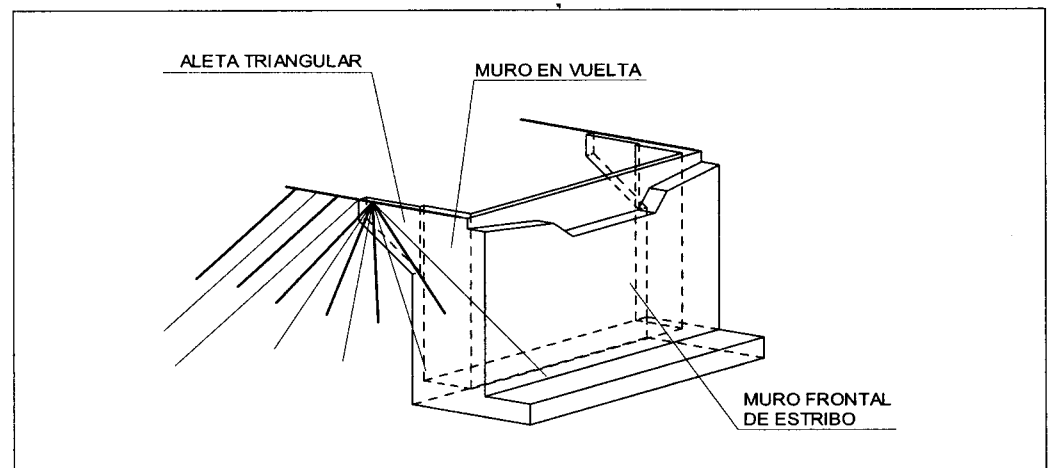


Figura 68

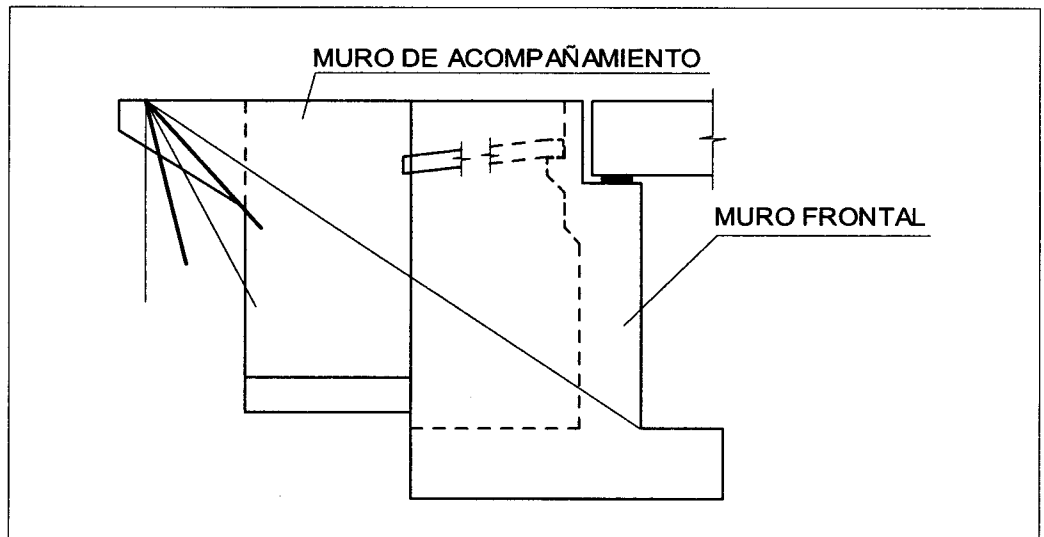


Figura 69

4.2. ESTRIBOS ABIERTOS

En el caso de que las tierras puedan derramar por delante del muro frontal del estribo (figura 66), la solución de estribo cerrado, sobre todo para alturas de estribo superiores a los 4 ó 5 metros, supone un consumo de materiales que se puede ahorrar, en parte, adoptando la tipología de estribo abierto (figura 70). En esencia consiste en un dintel o cargadero, sobre el que apoya el tablero, que descansa en unas pantallas que transmiten las cargas a la cimentación. Por tanto, en el estribo abierto las pantallas sustituyen a gran parte del muro frontal del estribo cerrado, lo que produce el consiguiente ahorro de hormigón.

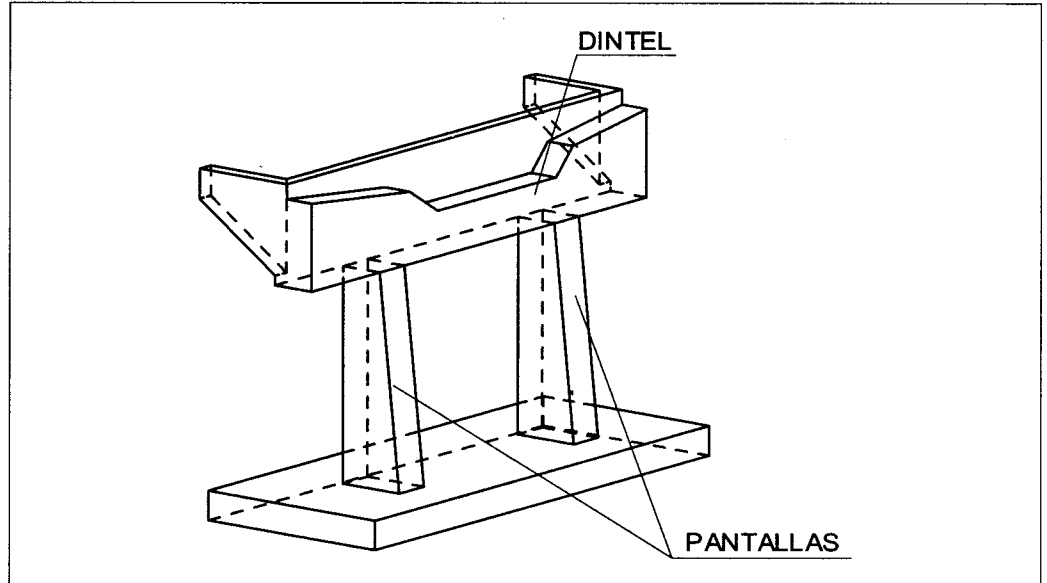


Figura 70

El número de pantallas a disponer, y su espesor y canto en la base, serán función del ancho total del tablero y de la altura del estribo, siendo incluso posible estribos abiertos con sólo dos pantallas para anchos de tablero en torno a los 20 metros.

En el caso de cimentaciones pilotadas con estribos abiertos, es frecuente recurrir a soluciones como las que se esquematizan en la figura 71. En este caso el dintel o

cargadero se ejecuta una vez que se ha realizado el terraplén y los pilotes, y éstos a su vez se construyen cuando se han finalizado los terraplenes para así descargarlos, en la medida de lo posible, de los empujes de las tierras.

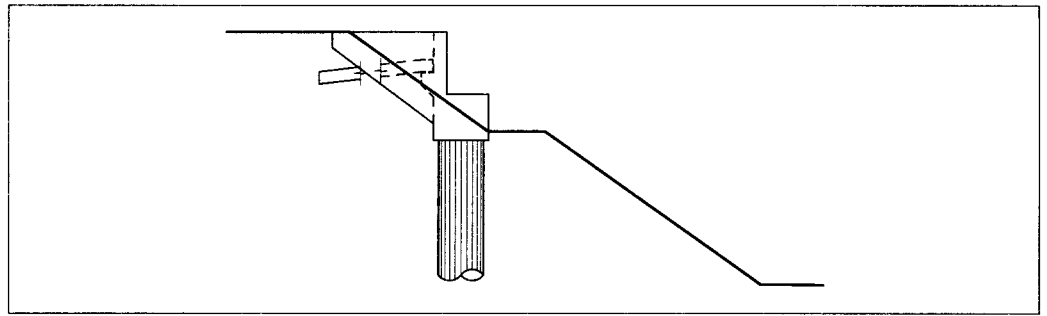


Figura 71

4.3. SILLAS-CARGADERO

Cuando está permitido el derrame frontal de las tierras se pueden utilizar los denominados estribos "sillas-cargadero". Su sección transversal es la indicada en la figura 72. Son un durmiente o viga flotante que recoge al tablero en todo su ancho y que apoya en el terraplén adecuadamente compactado. La necesidad de respetar un resguardo mínimo "a", función de las características geotécnicas del terraplén y de la estabilidad del talud, pero en general no menor de 2 a 2,50 metros, implica que cuando se adopta esta solución de estribo, los vanos laterales del tablero resulten más largos que cuando los estribos son cerrados o abiertos.

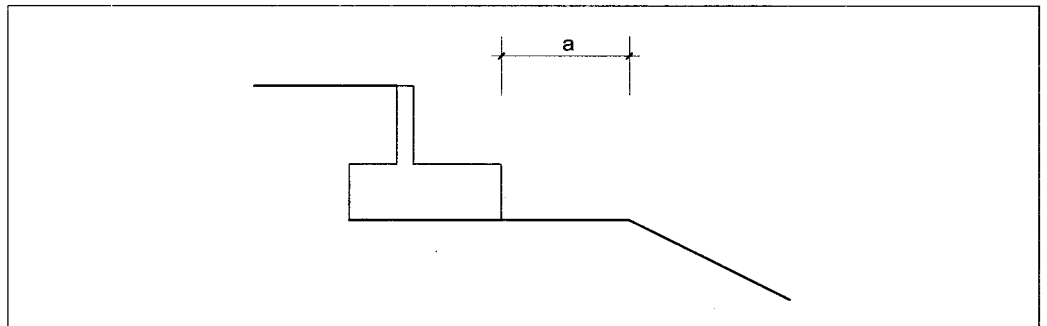


Figura 72

Esta solución de silla-cargadero ha sido muy frecuente en el caso de tableros isostáticos, pero menos en los hiperestáticos por las dificultades que conlleva el determinar los asientos del terraplén y evaluar su incidencia en el trabajo resistente del tablero. No obstante, es muy importante verificar que los movimientos que pudieran producirse no afectarían a la funcionalidad de la estructura desde el punto de vista de la rodadura, y realizar una cuidadosa ejecución para que los reales sean inferiores a los previstos.

4.4. ESTRIBOS DE TIERRA ARMADA

En aquellas situaciones en que las tierras no pueden derramar por delante del estribo, y los terrenos sean de baja capacidad portante y/o muy deformables, por lo que no es posible disponer "sillas-cargadero", es frecuente recurrir a estribos de tierra armada. En este tipo de estribos (figura 73) la misión de contener las tierras se consigue gracias a los flejes que tienen las escamas.

Deben estar muy bien ejecutados para que no se produzcan las frecuentes patologías posteriores de rotura de escamas, desplazamientos, etc.

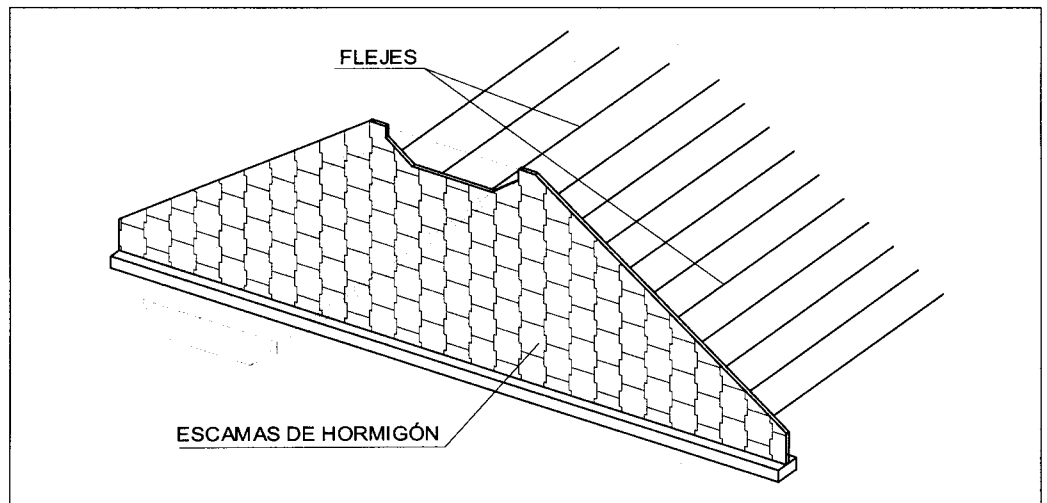


Figura 73

El apoyo del tablero se efectúa de varias maneras:

- En el caso de estructuras isostáticas, lo más común es disponer una “silla-cargadero” en la coronación del macizo de tierra reforzada, tal como se indica en la figura 74. Hay que asegurarse que los posibles asentos del terraplén, aun tratándose de estructuras isostáticas, no afecten a la funcionalidad de la estructura desde el punto de vista de la rodadura.

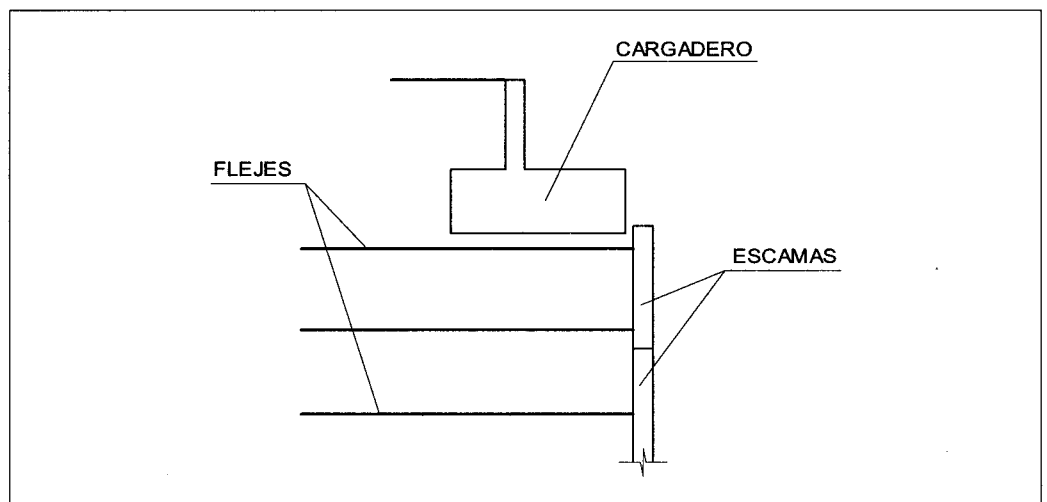


Figura 74

- En el caso de estructuras hiperestáticas, que pueden verse muy afectadas por los movimientos del macizo de tierra reforzada, lo más común es independizar el apoyo extremo del tablero del muro de tierra reforzada disponiendo lo que se podría considerar como una pila más, tal como se puede ver en la figura 75.

Otra solución que también se emplea consiste en transmitir las acciones verticales del tablero a través del propio muro de tierra reforzada, para lo que es necesario aumentar su espesor en la zona de apoyo del tablero con las denominadas “escamas integradas”, disponer un cargadero en la coronación sobre el que apoye el puente, y una cimentación que recoja las acciones verticales transmitidas por el tablero, el peso del dintel de coronación y el peso de las tierras que sobre ella actúan. Las acciones horizontales del puente se absorben a través de los flejes de las escamas de tierra reforzada. En la figura 76 se puede ver un esquema de lo comentado.

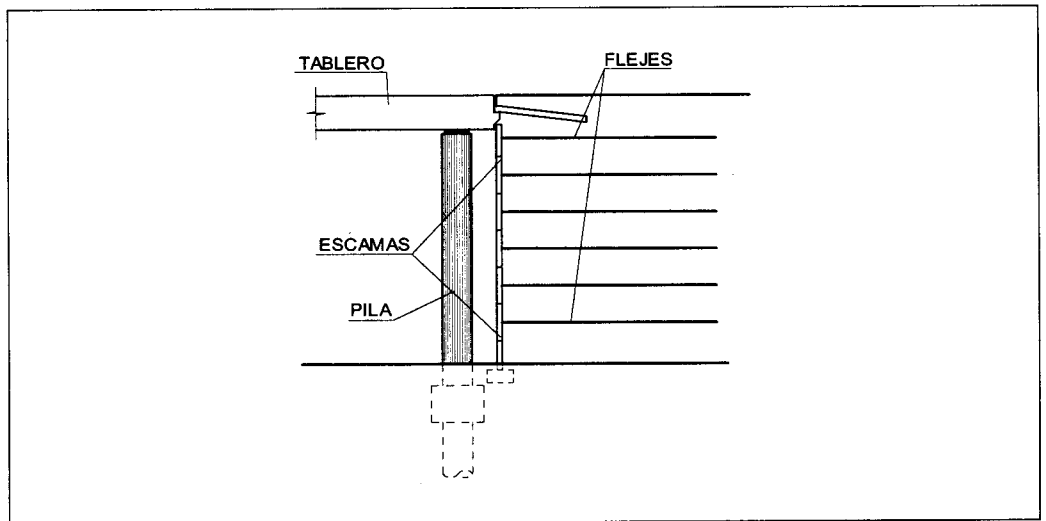


Figura 75

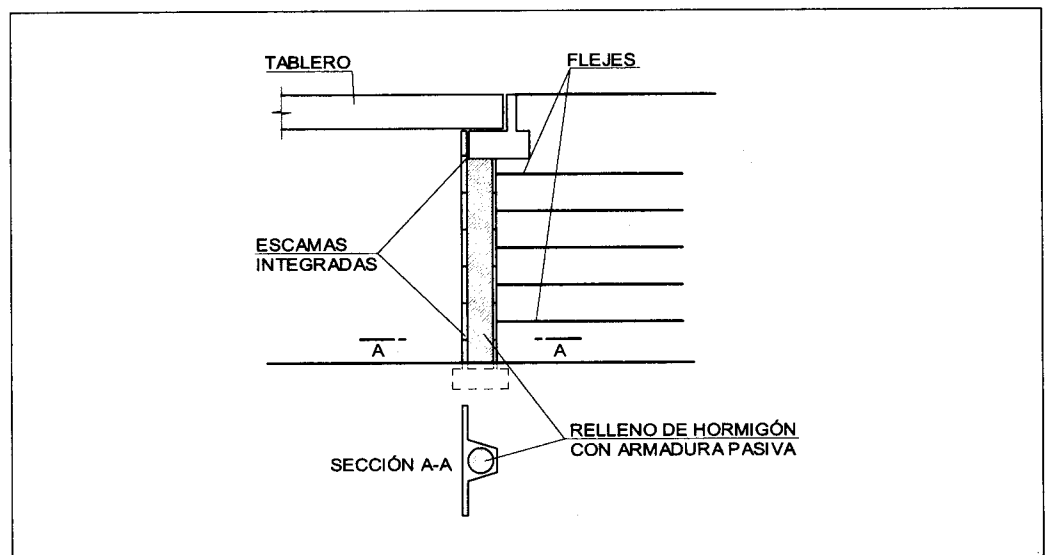


Figura 76

4.5. LOSAS DE TRANSICIÓN

Como la deformabilidad de los terraplenes de acceso es mucho mayor que la de los estribos, que verticalmente constituyen un auténtico punto "duro", en el trasdós del estribo tiende a producirse un escalón brusco entre las tierras y el muro frontal. Para evitar o minimizar este efecto, además de vigilar cuidadosamente las características y compactación de los rellenos del trasdós (lo que es fundamental para evitar problemas posteriores), es necesario disponer losas de transición o de aproximación en el trasdós del estribo (figura 77). La problemática de las losas de transición y sus características están tratadas en la "Nota de Servicio sobre losas de transición en obras de paso" elaborada por la D.G.C., Tecnología, en julio de 1992. Tan solo en el caso de las "sillas-cargadero", cuando las alturas máximas sean del orden de 2 metros, puede prescindirse de la losa de aproximación ya que, al estar el estribo apoyado en el propio terraplén, le seguirá en sus movimientos y, en general, no se producirá el escalón típico de otras tipologías de estribos.

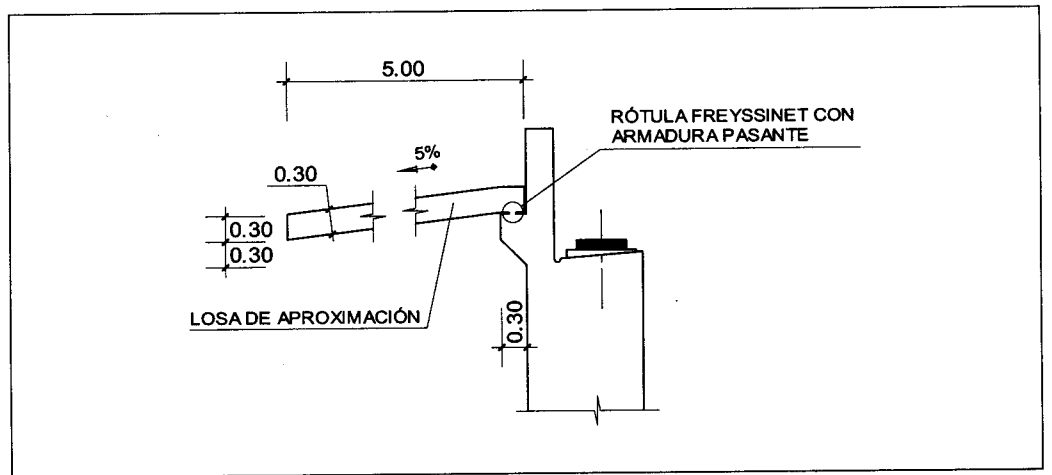


Figura 77

5.

CIMENTACIONES

Las cimentaciones son los elementos a través de los cuáles las pilas y los estribos transmiten las acciones que reciben al terreno natural. Se distinguen dos grandes grupos: las superficiales o directas y las profundas.

La elección de uno u otro tipo en general vendrá determinada por dos circunstancias:

- La capacidad resistente del terreno. Permitirá que las cimentaciones sean superficiales o bien, si es insuficiente, obligará a buscar estratos más competentes y profundos, recurriéndose a las denominadas cimentaciones profundas.
- La deformabilidad del terreno. En algunos casos como son las estructuras especialmente sensibles a los movimientos –pórticos, arcos, etc.–, pueden aconsejar un tipo de cimentación y desaconsejar otra.

Como los puentes habituales en los casos de luces medias, tienen una capacidad razonable para adaptarse a los posibles asientos que se produzcan, desde un punto de vista no funcional se puede decir que el tipo de cimentación en general vendrá determinado por la capacidad resistente del terreno más que por su deformabilidad.

5.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones directas o superficiales más comunes son las zapatas de hormigón. Sus dimensiones en planta, además de por la capacidad resistente del terreno, vendrán condicionadas por la tipología del elemento que sobre ellas descansa, obteniéndose las clásicamente denominadas zapatas cuadradas, rectangulares y corridas, tal como se indica en la figura 78.

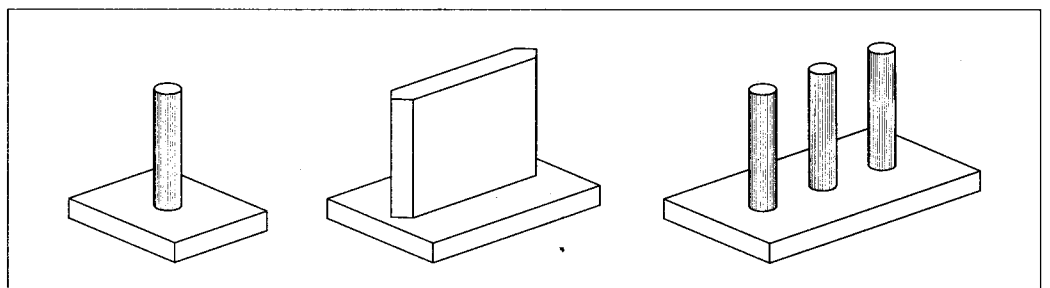


Figura 78

En aquellos casos en que por necesidades resistentes se requieran cantos de importancia, se suele recurrir a ataluzar la cara superior para ahorrar volumen de hormigón, aunque esta solución (figura 79) presenta mayor dificultad constructiva que las de canto constante.

En algunas ocasiones el terreno competente no se encuentra en los estratos superficiales, pero tampoco a una profundidad que justifique el empleo de cimentaciones profundas. Se suele entonces recurrir al empleo de cimentaciones por pozos (figura 80) para alcanzar el estrato competente. No obstante, este tipo de cimentación, semiprofunda en realidad, no es muy frecuente en el caso de los puentes, siendo más común sustituir y mejorar el terreno hasta alcanzar el estrato competente, o disponer un relleno de hormigón pobre hasta el mismo (figura 81).

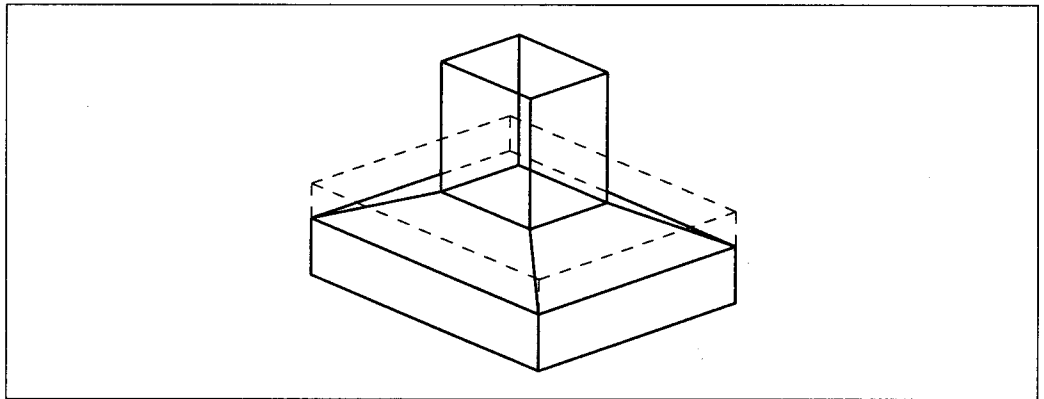


Figura 79

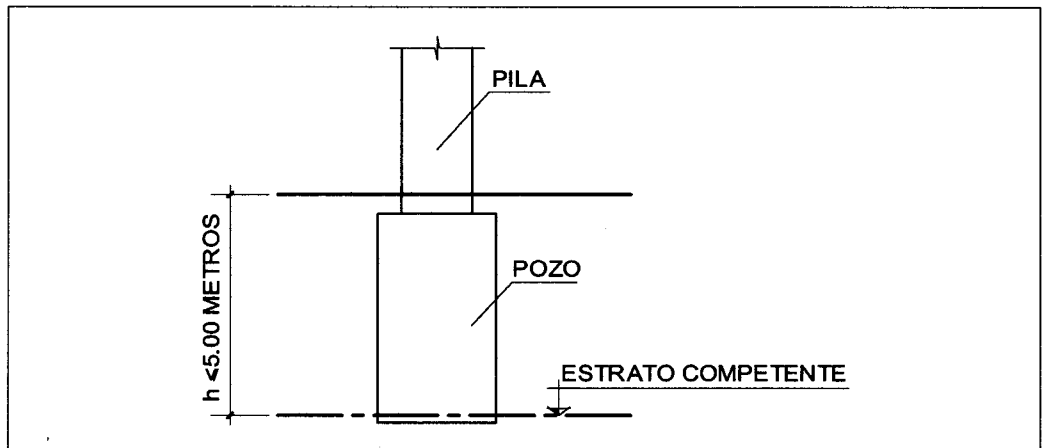


Figura 80

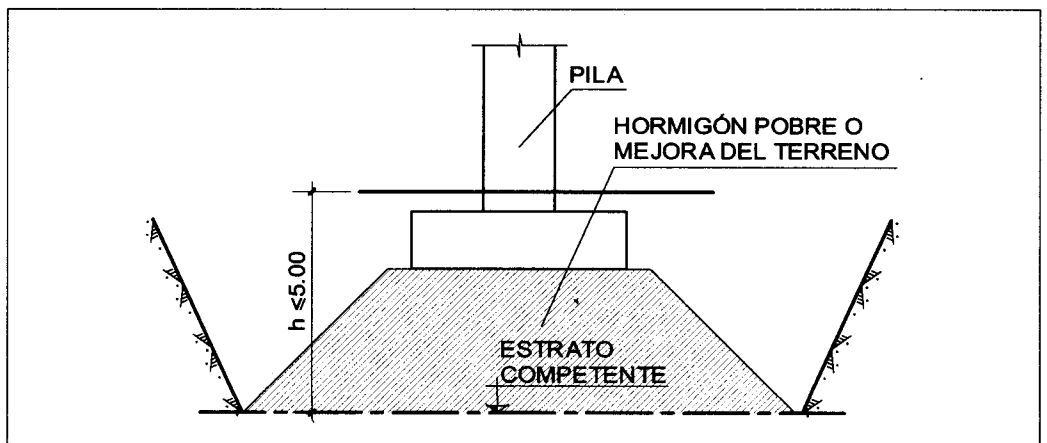


Figura 81

5.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Cuando es necesario buscar los estratos competentes a profundidades superiores a los 5 ó 6 metros, se recurre al uso de cimentaciones pilotadas.

Los pilotes normalmente son de hormigón y se ejecutan, mediante distintas técnicas, "in situ". Los diámetros más comunes suelen estar en el rango de 0,60 a 2,00 metros. En ocasiones se ejecutan prefabricados, mediante hinca, pudiendo ser tanto de hormigón como metálicos.

El elemento que efectúa la transición entre las pilas y los estribos, y los pilotes, es el encepado. Es en todo análogo a una zapata, y sus dimensiones están determinadas por consideraciones resistentes.

En la figura 82 se puede ver un ejemplo de una cimentación pilotada clásica. Aunque el trabajo de los pilotes suele ser fundamentalmente axil, cuando existen acciones horizontales de importancia, como v.g. en el caso de los estribos, las flexiones pueden resultar determinantes en su proyecto, ya que prácticamente ha caído en desuso, por razones constructivas, el disponer pilotes inclinados para absorber las acciones horizontales (figura 83).

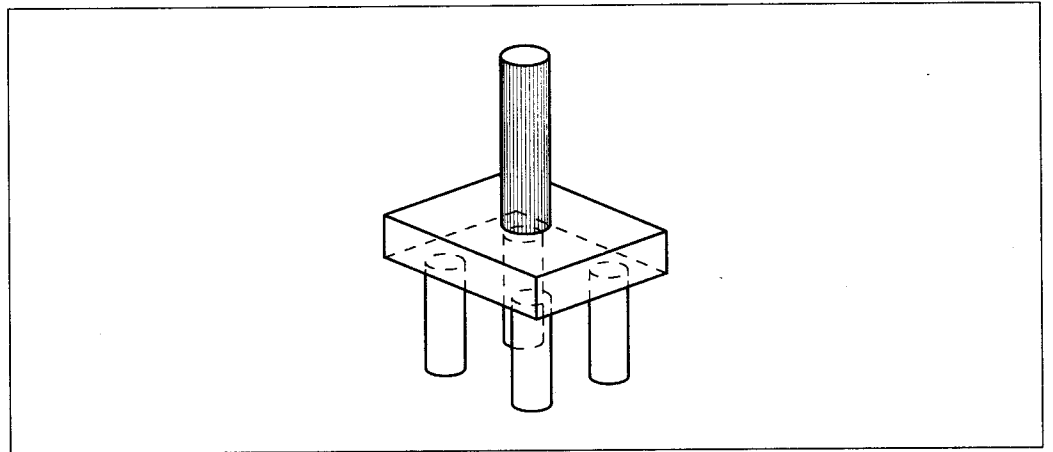


Figura 82

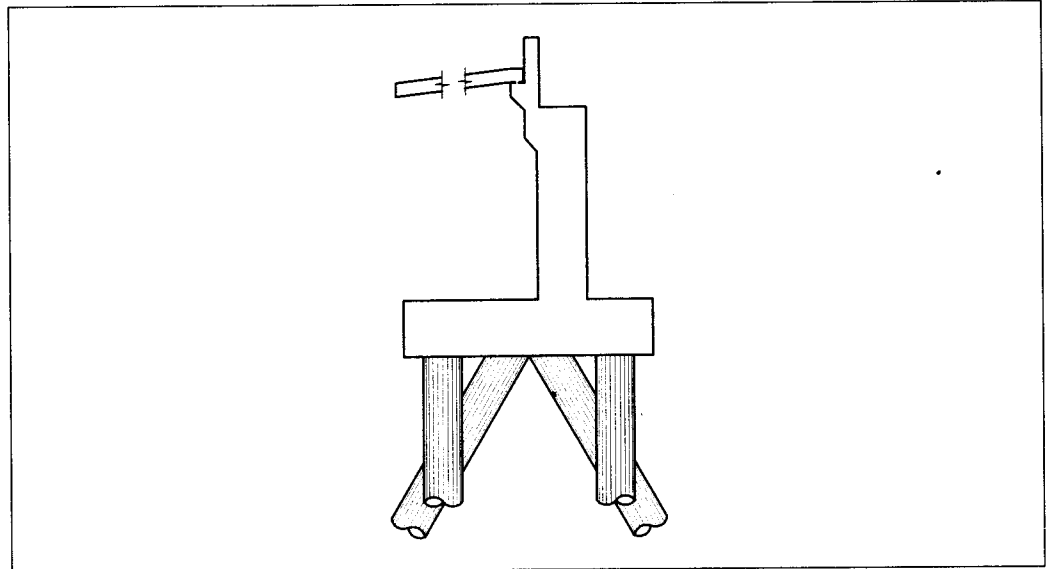


Figura 83

En algunas circunstancias, por razones económicas o de facilidad constructiva, los pilotes se sustituyen por módulos de pantalla tal como se indica en la figura 84. Las pantallas son elementos con una técnica constructiva similar, en buena medida, a la de los pilotes, y con un funcionamiento estructural también parecido, pero en función de su longitud y de las características del terreno, a mitad de camino entre el comportamiento del pozo rígido y del pilote flexible en lo que se refiere, sobre todo, a su respuesta frente a las acciones horizontales.

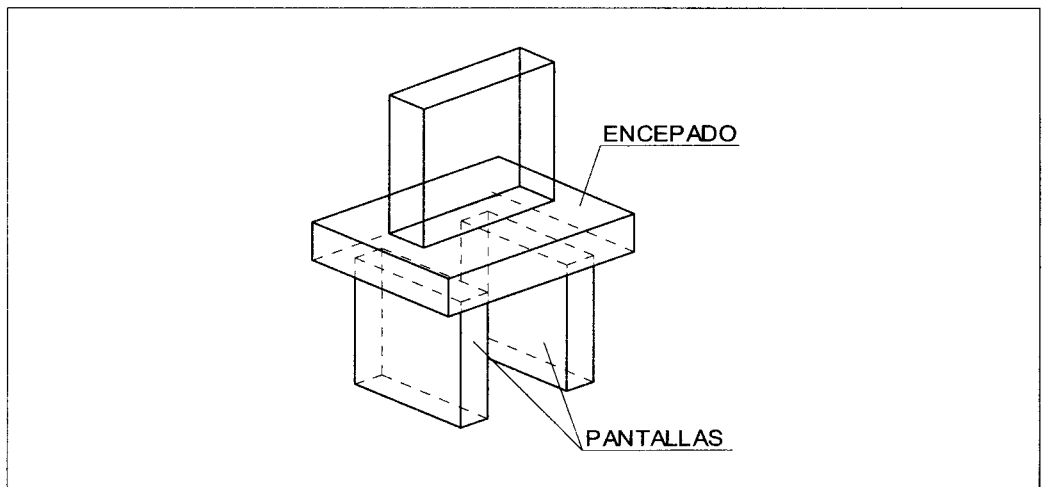


Figura 84

Las cimentaciones por pantallas, además de su posible empleo como alternativa a los pilotes, constituyen por sí mismas una magnífica alternativa de cimentación tal como se esquematiza en la figura 85. Por un lado, desempeñan el papel de estribos, conteniendo las tierras de su trasdós, y por otro, transmiten las cargas verticales del tablero a los estratos competentes tanto por su punta como por el fuste al estar en contacto con el terreno. La solución de la figura 85 es frecuente en puentes en zonas urbanas, ya que evita todas las excavaciones necesarias para realizar estribos convencionales.

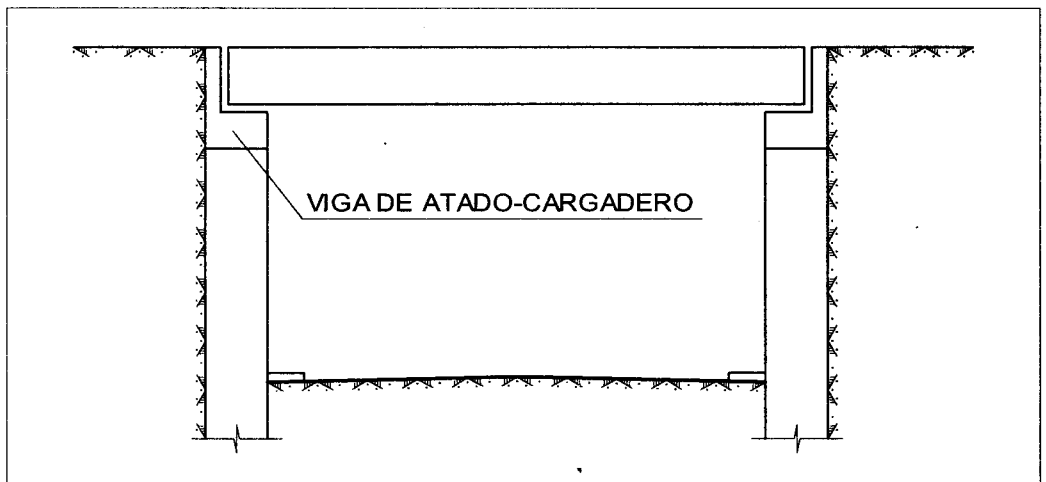


Figura 85

6.

ELEMENTOS FUNCIONALES

Los elementos funcionales, a pesar de que por tener un coste mucho menor que el correspondiente a los elementos estructurales, no se les suele prestar la atención que merecen, tienen gran importancia no ya desde el punto de vista estructural y resistente, sino también desde el punto de vista funcional, de durabilidad y de conservación.

En este epígrafe se van a dar una ideas muy someras sobre:

- los apoyos;
- las juntas;
- las barreras y pretilas;
- y el drenaje;

ya que son o van a ser analizados con mayor detalle en otros documentos de la Dirección General de Carreteras.

6.1. APOYOS

Los aparatos de apoyo son los elementos a través de los cuáles el tablero transmite las acciones que le solicitan a las pilas y/o los estribos. Establecen, por tanto, una vinculación entre estos elementos que condiciona en gran medida el diseño de la subestructura y, en menor medida, el del tablero. A este respecto es especialmente importante resaltar el hecho de que la proyectar las zonas de apoyo en pilas y estribos, siempre se ha de tener en cuenta:

- Que sea posible la colocación de todos los dispositivos que se requieran para la sustitución de los apoyos una vez que estos hayan alcanzado su vida útil.
- Que no se produzca la acumulación de agua, sino que por el contrario se realice una correcta evacuación.

El diseño de los apoyos propiamente dichos está condicionado por las cargas que transmite el tablero y sus movimientos en la línea de apoyo.

Los apoyos que se utilizan en las obras de paso aparecen ampliamente tratados en documentos de la Dirección General de Carreteras. No obstante, se describen a continuación muy brevemente los tipos que más frecuentemente se utilizan en las estructuras que se contemplan en este documento:

- El más común es el apoyo de neopreno zunchado (figura 86). Las cargas verticales condicionan, en principio, las dimensiones en planta del apoyo, mientras que las acciones horizontales y movimientos del tablero, en función de la flexibilidad de la subestructura, suelen condicionar su espesor.
- Cuando los puentes son de gran longitud y las pilas excesivamente rígidas, es necesario recurrir a apoyos deslizantes que desvinculan, salvedad hecha del rozamiento, el tablero de las pilas en las direcciones que no se coaccionan mediante guías. En la figura 87 se recogen algunos ejemplos.
- En ocasiones, cuando las reacciones verticales del tablero son elevadas, no es posible absorberlas con apoyos de neopreno, cuya tensión de trabajo está limitada a 15 N/mm^2 , siendo necesario recurrir a los denominados apoyos de tipo "caja" o "pot" (figura 88) que pueden trabajar a tensiones del orden del doble que los de

neopreno. La vinculación que estos apoyos establecen entre el tablero y la subestructura puede permitir sólo el giro relativo; añadir el libre desplazamiento en una dirección pero impedirlo en la perpendicular, apoyo deslizante unidireccional; o permitir movimientos completamente libres en todas las direcciones, apoyo deslizante bidireccional.

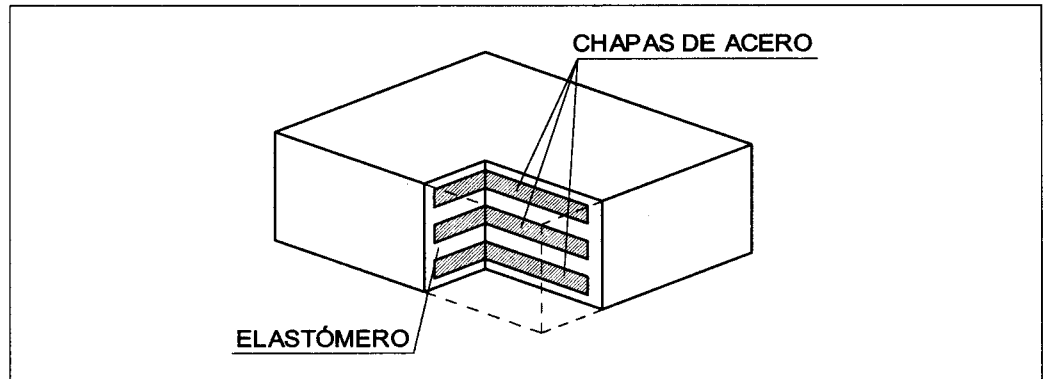


Figura 86

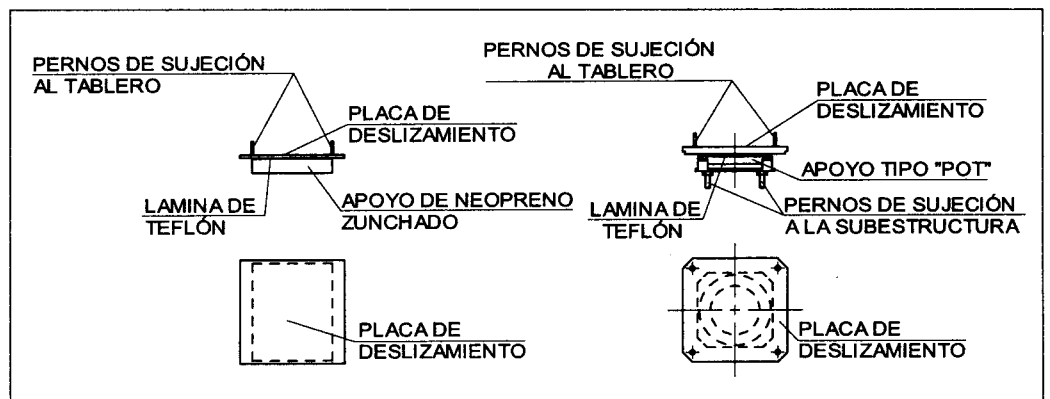


Figura 87

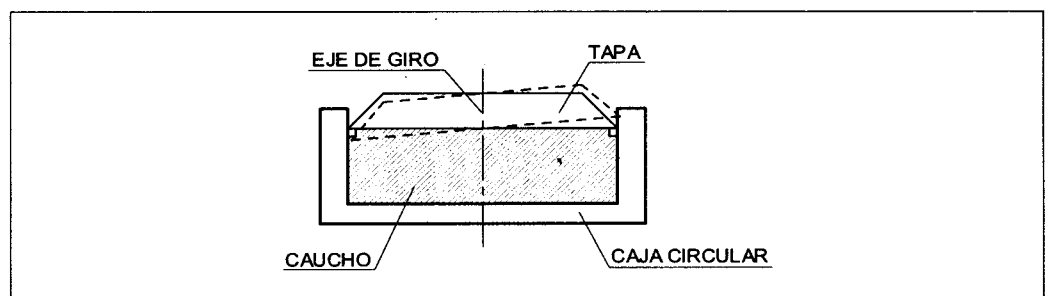


Figura 88

En algunas circunstancias, cuando las pilas son muy flexibles o la longitud de los tableros es pequeña, se prescinde de la utilización de los aparatos de apoyo si el diseño de las pilas no se ve excesivamente condicionado por las deformaciones del tablero en su plano.

6.2. JUNTAS

Las juntas de calzada son los elementos que salvan las discontinuidades que existen entre el tablero y los estribos (figura 89), y entre los distintos tableros de la estructura si se disponen juntas intermedias (figura 90).

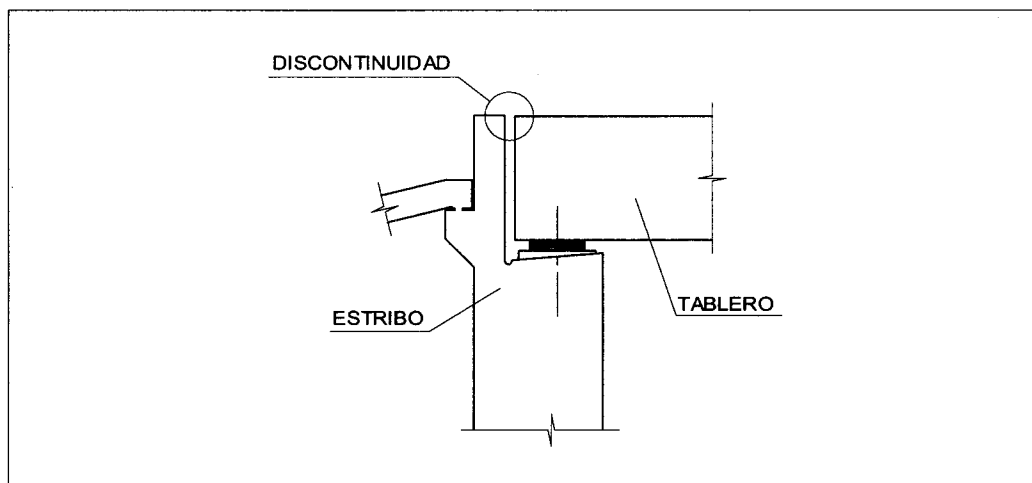


Figura 89

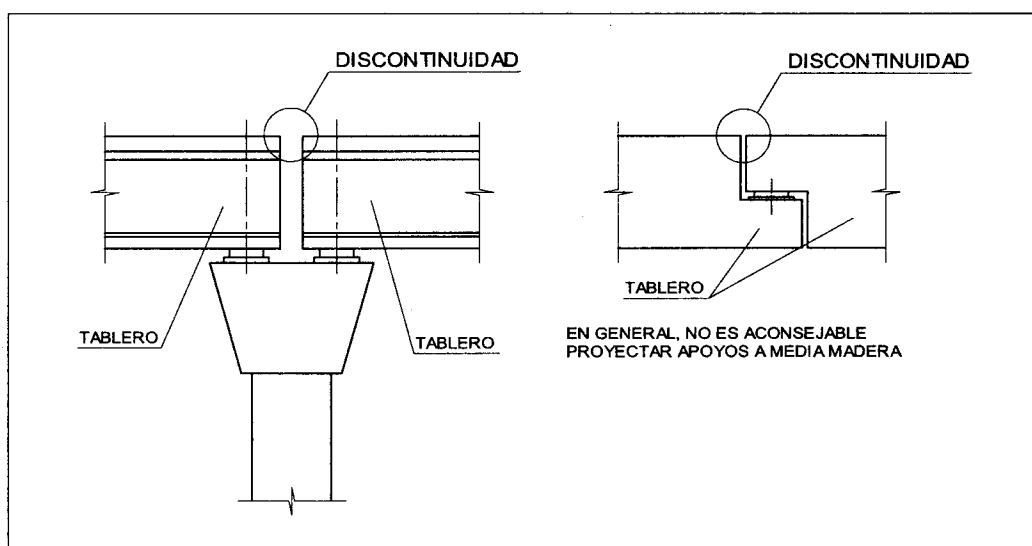


Figura 90

El primer requisito de las juntas será, por tanto, el tener la capacidad suficiente para absorber la totalidad de los movimientos relativos que se producen entre las partes cuya discontinuidad evita. Otros requisitos que deben cumplir las juntas son:

- Tener la capacidad estructural suficiente para resistir las acciones que las solicitan.
- Integrarse en el sistema general de impermeabilización y drenaje del tablero, adaptarse a la geometría de la estructura, y ser estancas, es decir, deben evitar que el agua se filtre a través de ellas o, en su caso, deben disponer de los adecuados sistemas para su recogida y evacuación.
- La calidad de la rodadura sobre ellas no se debe ver sensiblemente mermada con respecto a la plataforma en general.
- Al paso del tráfico no deben ser origen de ruidos significativos o amplificar los que aquél produce.
- Deben estar adecuadamente fijadas a las partes de la estructura que puentean.
- Su durabilidad y las características de su mantenimiento deben ser acordes con el tipo de vía que soporta la estructura.

Los tipos más comunes de juntas aparecen representados en la figura 91 donde se indica el nombre técnico que, con frecuencia, se ve sustituido por el nombre comercial.

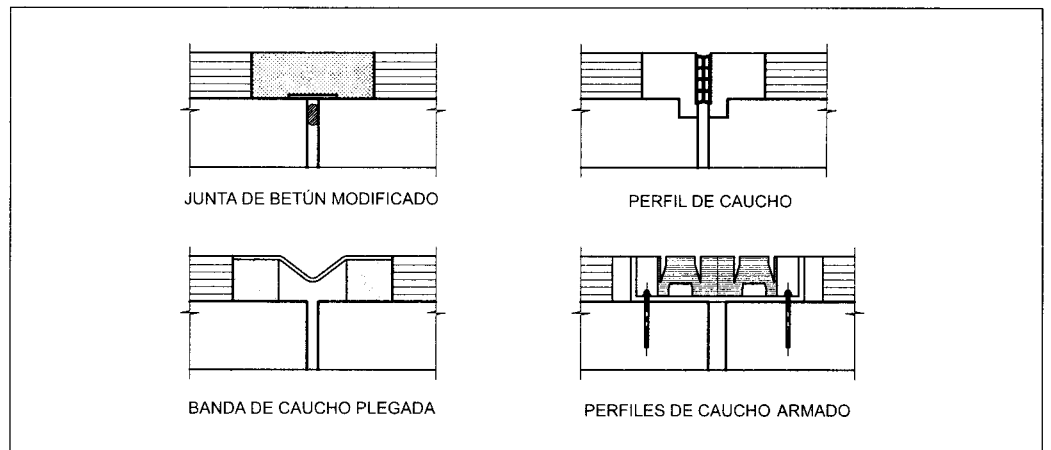


Figura 91

Para movimientos importantes se utilizan, entre otras, las juntas modulares (figura 92).

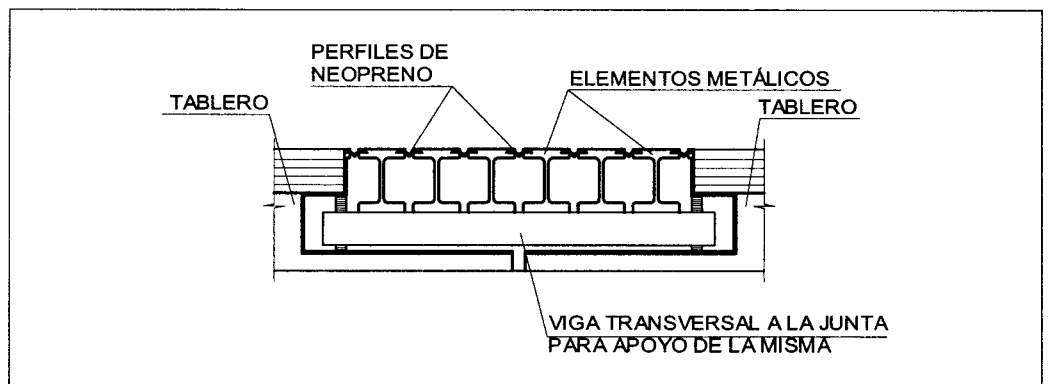


Figura 92

En la figura 93 se representa una junta de peine. Hoy en día ha caído prácticamente en desuso por sus problemas de mantenimiento e incluso, en determinadas condiciones, peligrosidad para la rodadura.

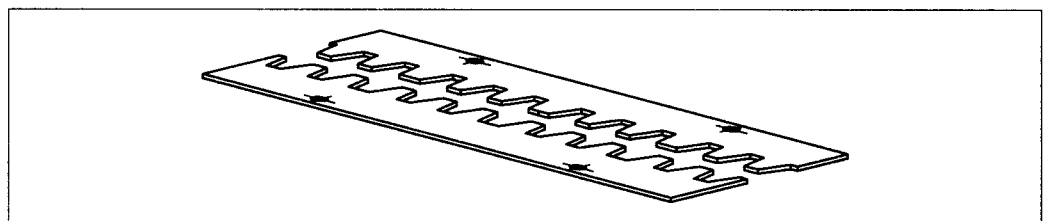


Figura 93

Se indica a continuación, para los tipos más comunes de juntas, su rango de utilización más frecuente (siendo "H" el desplazamiento horizontal, "V" el vertical, y " α " el ángulo que forma el eje de la discontinuidad a salvar, con la ortogonal a la tangente del eje longitudinal del tablero en el punto de su intersección con el eje de dicha discontinuidad):

TIPO DE JUNTA	RANGO DE UTILIZACIÓN		
Junta de betún modificado	H: ± 25 mm	V: ± 3 mm	$\alpha \leq 45^\circ$
Perfil de caucho comprimido	H: ± 25 mm	V: ± 3 mm	$\alpha \leq 30^\circ$
Banda de caucho plegada	H: ± 35 mm	V: ± 3 mm	$\alpha \leq 30^\circ$
Perfil de caucho armado	H: ± 165 mm	V: ± 6 mm	$\alpha \leq 90^\circ$
Juntas modulares	H: ± 600 mm	Cualquier otro movimiento: ± 20 mm	

6.3. BARRERAS Y PRETILES

Las barreras son un elemento fundamental para la seguridad vial de los vehículos que circulan por las obras de paso.

Los pretiles son análogos a las barreras de seguridad, pero específicamente diseñados para los bordes de los tableros de las obras de paso, coronaciones de los muros de sostenimiento y obras similares. En la figura 94 se muestra un ejemplo.

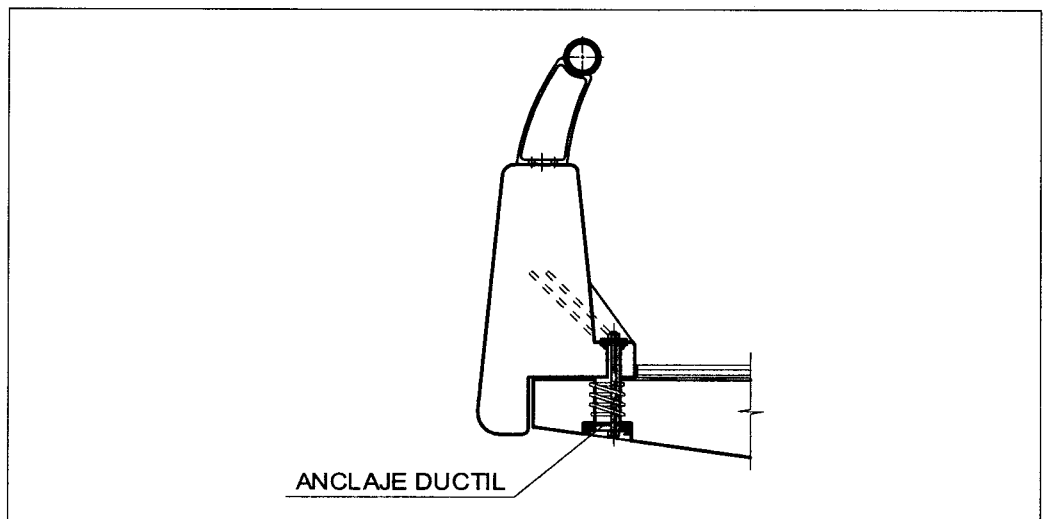


Figura 94

Estos elementos probablemente son, sobre todo en el caso de las obras de paso de luces medias, el elemento más visible de los tableros, por lo que resulta de extraordinaria importancia cuidar su diseño y acabados.

6.4. DRENAJE

El drenaje del tablero es aquel conjunto de elementos destinados a recoger y evacuar el agua de la plataforma, evitando que escurra por el tablero o se acumule en las coronaciones de las pilas y los estribos.

El agua de la plataforma se elimina mediante la adecuada pendiente o bombeo de la rasante, la impermeabilización del tablero y el oportuno sistema de sumideros. Una vez llevado el agua a los sumideros, hay que evitar que entre en contacto con el hormigón o el acero de la superestructura o de la subestructura, mediante el oportuno sistema de recogida y canalización hasta los sistemas de drenaje generales de la carretera.

En el caso de tableros con secciones transversales aligeradas, vigas artesas o cajones, hay que prever la evacuación del agua que pudiera acumularse en su interior disponiendo los tubos de desagüe. Se resalta la importancia que a este respecto tiene el hecho de dar a la estructura la contraflecha de ejecución acorde con su tipología y proceso constructivo, para evitar que se produzcan puntos no previstos de acumulación de agua.

De igual forma hay que disponer siempre los oportunos sistemas de impermeabilización y drenaje en el trasdós de los muros, y en particular de los estribos.

Hay que tener siempre presente que la eliminación adecuada del agua es fundamental, ya que es ella la que propicia la gran mayoría de los fenómenos físico-químicos de degradación de las estructuras independientemente del material que las constituya.

7.

APLICACIONES CONCRETAS

7.1. PASOS SUPERIORES

7.1.1. Consideraciones de proyecto

La elección de una solución de entre todas las posibles, dependerá de los condicionantes de proyecto que se han definido en el capítulo uno. No obstante, se van a analizar ahora con más detalle algunos de estos aspectos, en concreto:

- Los de trazado.
- Los estructurales.
- Los constructivos.
- Los estéticos.
- Los económicos.

7.1.1.1. Aspectos de trazado

Dentro de los condicionantes que mayor incidencia tienen en la elección de una solución para un paso superior sobre una carretera o autovía, se encuentra el trazado tanto de la vía superior como de la inferior.

- *Vía inferior*

El ancho de la mediana de la vía inferior, en caso de existir, determina la posibilidad física de disponer o no en ella los apoyos del paso superior, por lo que condiciona su número de vanos.

En esta decisión hay que tener también en cuenta los aspectos funcionales de la vía inferior, puesto que se verán afectados por la existencia o no existencia de pilas en la mediana.

Asimismo, debe considerarse la posibilidad de ampliación de la vía inferior y la posición previsible de dicha ampliación, que puede ser por el interior o por el exterior, afectando tanto al número de vanos como a sus luces.

Las luces de la obra de paso deben fijarse atendiendo también a la existencia, en la zona de la estructura, de ramales, sobreanchos o incorporaciones en la vía inferior, así como a los resguardos funcionales que se fijen desde la calzada a los obstáculos laterales en función de la capacidad deseable para esta vía inferior.

- *Vía superior*

Su trazado tiene una gran influencia en el proyecto de la estructura, tanto por su definición en planta como en alzado.

El trazado en planta define la curvatura de la estructura y su esviaje respecto a la calzada inferior. En general, atendiendo a consideraciones tanto económicas como estructurales y estéticas, son preferibles las soluciones no esviadas. En el caso que cruce un vial de pequeña capacidad, v.g. un camino, se deberá tener en cuenta este aspecto en la medida de lo posible, proyectando trazados que permitan un cruce ortogonal y recto del vial superior sobre el inferior. En el caso de viales de mayor importancia, al estar el trazado más condicionado, su modificación re-

sultará menos sencilla. En estos, al menos y siempre que sea posible, se evitarán ramales de incorporación o sobrecanchos que obliguen a proyectar tableros de ancho variable, ya que encarecen mucho la estructura, dificultan su construcción y empeoran su aspecto formal.

Por lo que respecta al perfil longitudinal, deberá cuidarse especialmente para evitar el aspecto poco agradable que produce un trazado convexo cuyo punto más alto no esté situado de forma centrada con la estructura. Asimismo, en el caso de perfiles longitudinales de curvatura acusada, se debería evitar el uso de elementos prefabricados que produzcan quiebros en el perfil del intradós de la estructura.

7.1.1.2. Aspectos estructurales

- El primer condicionante es la luz máxima de vano de la obra de paso. Excepto en el caso de enlaces muy complejos, incluso cuando no se pueden disponer pilas en la mediana, las luces máximas no superan los 45 ó 50 metros, por lo que una de las tipologías que mejor se adapta es la de losa, tal como se puede ver en la figura 3 (epígrafe 1.4).
- Otro condicionante de importancia en el proyecto de la estructura, si las soluciones son continuas o hiperestáticas, es la relación o compensación de luces entre los diversos vanos.

La relación óptima para compensar los esfuerzos en una viga continua corresponde a vanos centrales de luces iguales, y vanos laterales con luces del orden del 80% de las de los centrales. Cualquier desviación que se produzca respecto a este porcentaje penalizará los esfuerzos en algunas zonas de la estructura y, por tanto, las cuantías de materiales y la economía de la obra.

Debe tenerse en cuenta que la disposición de vanos laterales de luces inferiores al 50 ó 55% de los centrales, suele obligar a adoptar disposiciones especiales que eviten el levantamiento de los apoyos extremos. En general se suele recurrir a aumentar el peso de estos vanos (v.g. macizando ciertas zonas de los vanos extremos en puentes aligerados o colocando traviesas-contrapeso), lo que puede resultar, desde un punto de vista económico, poco deseable. En otros casos se opta por disponer anclajes verticales permanentes del tablero al estribo, en general mediante pretensado. Estos elementos son caros y dificultan las tareas de conservación, por lo que deben evitarse siempre que sea posible. En cualquier caso se debe suprimir la práctica bastante común de colocar estos dispositivos atravesando los apoyos, ya que imposibilita la sustitución de éstos si se desea mantener el punto de apoyo.

También hay que considerar que cuanto mayor es la luz del vano lateral, más longitud tiene el puente, por lo que a pesar de que al adoptar unas luces compensadas, el coste por unidad de superficie del tablero es más barato al optimizarse el empleo de los materiales, el coste de la estructura puede resultar mayor al ejecutarse más superficie de tablero.

Aunque es difícil fijar a priori la mejor longitud para optimizar el coste total, puede estimarse que en puentes de tres vanos, una buena solución es disponer un tramo lateral de 0,5 a 0,6 veces la luz del vano central; y en puentes de cuatro vanos, de 0,6 a 0,7 veces la luz del vano central (figura 95).

- En los casos habituales de estructuras con longitud total moderada (inferior a 100 m) y para anchos de plataforma menores de 10 m, la acumulación de esfuerzos de torsión hacia los extremos del tablero no suele ser determinante, o en todo caso obliga a aumentar algo la relación canto/luz respecto a las indicadas en el apartado 2.1.2.2, por lo que pueden diseñarse estructuras con apoyo único centrado y pilas de un único fuste circular o prismático, que mejoran la estética del puente y resultan más económicas.

Para anchos totales de plataforma superiores a 12 m, suele ser más económico disponer dos o más apoyos por línea, con pilas de tipo tabique o de varios fustes. Esta disposición resulta imprescindible para longitudes de tablero importantes:

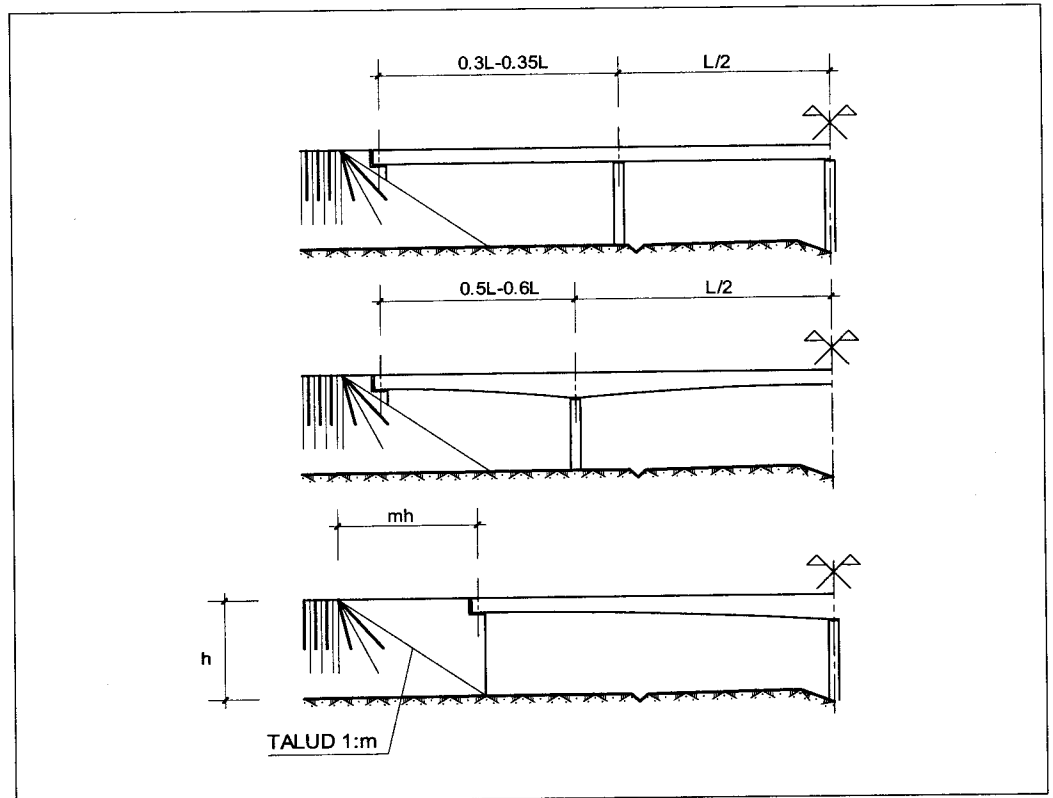


Figura 95

- Por lo que respecta a los estribos, se debe evitar, siempre que sea posible, la contención de las tierras, diseñando la estructura de forma que los vanos laterales se utilicen para los derrames de las mismas. Esta disposición aumenta la amplitud visual de la estructura, mejorando su aspecto formal.

No obstante, en puentes de dos vanos es necesario disponer estribos cerrados, ya que de lo contrario el aumento de luz de los vanos haría antieconómica la solución.

Partiendo de estas premisas, las soluciones de estribo más habituales serán las correspondientes a estribos abiertos con o sillas-cargadero. Sólo en el caso de alturas moderadas de estribo (hasta unos 5 m), suele ser más barato y constructivamente más sencillo, un estribo cerrado con una pequeña aleta que permita el derrame del terraplén por delante del estribo.

7.1.1.3. Aspectos constructivos

El aspecto que más influye en la construcción de un paso superior, y que puede condicionar su proyecto, es si el vial inferior está o no en servicio durante su construcción.

Si el vial inferior no está en servicio, puede emplearse cualquiera de los métodos constructivos habituales, fundamentalmente el cimbrado completo de la estructura, que suele resultar lo más económico en el caso normal de longitudes totales de la estructura moderadas y alturas sobre el terreno inferiores a 10 metros.

Si el vial inferior se encuentra en servicio durante la construcción de la estructura, deberán analizarse con detalle las circunstancias de la construcción. Si el gálibo vertical lo permite, podrá recurrirse al empleo de cimbras con vigas apoyadas en torres (figura 12, epígrafe 1.5.1.2.2) que salven la circulación inferior, dotándolas de las protecciones necesarias. De no ser así, deberá recurrirse al empleo de elementos autoportantes (v. g. vigas de hormigón pretensado o vigas de acero para soluciones mixtas) colocados mediante grúas, soluciones empujadas, etc., que no condicionen, o lo hagan de manera mínima, la circulación inferior. En cualquier caso, habrá que estudiar cuidadosamente el programa de trabajo para minimizar las molestias que cualquier obra produce sobre la circulación.

La elección de la tipología de los estribos también puede venir condicionada por el programa previsto para la obra. Si se va a construir en primer lugar la estructura y posteriormente se realiza el terraplenado, será necesario proyectar estribos independientes del mismo, por lo que la solución más recomendable es la de estribos abiertos con pantallas cimentadas en el terreno natural o, si la altura es moderada, estribos cerrados que permitan el derrame de las tierras por delante mediante una pequeña aleta. Si los terraplenes de acceso a la estructura pueden ejecutarse con anterioridad a la construcción de ésta, la solución más económica es la de cargadero sobre el terraplén con cimentación directa en el mismo para estructuras isostáticas, o soportado por pilotes que transmitan las cargas al terreno natural en el caso de estructuras hiperestáticas. Como ya ha quedado dicho en numerosas ocasiones, es fundamental una correcta evaluación y ejecución para evitar que se produzcan movimientos que afecten a la funcionalidad de la estructura desde el punto de vista de la rodadura.

7.1.1.4. Aspectos estéticos

El factor que mayor influencia tiene en la estética de un paso superior es su amplitud respecto al vial inferior. Por este motivo deben evitarse los estribos cerrados, que producen un efecto pantalla indeseable. En general deben proyectarse, cuando sea posible, vanos laterales que aumenten la amplitud del paso. Como ya se ha dicho, estos vanos laterales pueden utilizarse para el derrame de las tierras de los terraplenes de acceso o del talud del desmonte, lo que disminuye, por otra parte, el coste de los estribos. Por este motivo debe evitarse el proyecto de estructuras de uno o dos vanos que, salvo el recurso a luces mayores de lo estrictamente necesario, producen una desagradable sensación de encajonamiento de la carretera. La utilización de luces importantes tiene por otra parte el inconveniente de aumentar el canto necesario en la estructura disminuyendo la diafanidad vertical, sobre todo en el caso habitual de alturas de rasante moderadas.

Otro aspecto importante en la apariencia global de la obra son sus proporciones. Resulta de gran importancia la relación entre la altura y la luz de los vanos. Las relaciones que mejor aspecto producen son las comprendidas entre $1/2$ y $1/3$. Es por ésto que la utilización de luces elevadas puede producir efectos no convenientes desde un punto de vista estético, aparte del problema del aumento de canto. Para el caso habitual de alturas de paso estrictas o moderadas, es recomendable, si las condiciones funcionales de la vía inferior lo permiten, disponer apoyos en la mediana con objeto de reducir las luces de la estructura y mejorar la relación de los vanos. Las consideraciones anteriores deben conducir, en los casos habituales, al proyecto de estructuras de tres o cuatro vanos que, por otra parte, como se verá a continuación, son las más económicas.

También influye en la estética de una estructura su esbeltez. Por lo general, un aumento ésta mejora la apariencia de la estructura siempre que no se superen unos límites razonables, lo que produciría una indeseable sensación de debilidad.

Resulta, asimismo, importante la sencillez y limpieza de formas. En general cuanto más complicado sea el trazado del vial superior, más sencilla debería ser la geometría de la estructura para evitar la acumulación de líneas que producen un conjunto

confuso de estética dudosa. En este sentido, además de por los problemas de ferrallado que puede implicar, debería evitarse la utilización de cantos variables en el caso de puentes esviados o de curvatura importante. Tampoco es en estos casos recomendable el empleo de secciones transversales complejas, como pueden ser las nervadas, siendo preferibles las secciones de fondo continuo tipo losa.

Por otra parte, son de gran importancia para el aspecto de una obra, unos buenos acabados.

No hay que olvidar tampoco el papel de los elementos funcionales. Un diseño cuidado de las impostas y los pretilos dará lugar a un conjunto armónico que realzará la estética de la obra. No tendría mucho sentido encarecer la estructura llevando al límite su esbeltez si luego se dispone un pretil opaco que produzca la sensación de un canto aparente mucho mayor que el real. Asimismo, si no se disponen los oportunos detalles y sistemas de drenaje para evitar que el agua discurra por los paramentos, ninguna de las anteriores consideraciones tendrá sentido alguno. Este aspecto resulta de especial relevancia, como ya se ha indicado, en el caso de estructuras mixtas realizadas con aceros autopatinables sin protección exterior.

Las consideraciones anteriores son también de aplicación a las pilas. Sus formas deben ser sencillas y esbeltas, evitándose geometrías que contradigan las formas del tablero. En general suelen resultar adecuados los fustes cilíndricos o prismáticos y las pantallas con remates del mismo tipo.

7.1.1.5. Aspectos económicos

De forma general se puede afirmar que las soluciones hiperestáticas resultan más baratas que las isostáticas, por tener menores esfuerzos.

Para los pasos superiores habituales, se puede estimar que el coste del tablero se sitúa entre el 70 y el 85% del coste total de la estructura. Es por ésto que su optimización tiene una gran importancia en el presupuesto de la obra. En este sentido hay que tener en cuenta que:

- El coste del tablero, a igualdad de superficie, es en primera aproximación, proporcional a la luz máxima de la estructura. Esta consideración conduce a limitar, dentro de lo posible, las luces, por lo que en general será preferible apoyar en la mediana, es decir, en los casos más frecuentes resultará más ventajoso el proyecto de estructuras de cuatro vanos que el de las de tres.
- A igualdad de luces y tipología, las cuantías de los materiales, y por lo tanto el coste del tablero, son proporcionales a su superficie. De ahí que deba prestarse especial atención a la longitud de los vanos laterales, que, como ya se ha indicado anteriormente, deben compensarse con las luces de los centrales, en aras de la optimización estructural y económica. Este tipo de consideraciones puede conducir, en el caso de vanos centrales de luz elevada, a aumentar la longitud total de la estructura y su coste.

En el cuadro que figura a continuación, para puentes de tipología losa (epígrafe 2.1.2) se indican unos costes orientativos por unidad de superficie del tablero, así como la repercusión en el coste total del puente, del tablero, pilas y estribos. También se incluye el coste de una solución mixta de tres vanos con un solo cajón (epígrafe 2.2.2). En la estimación de estos costes orientativos para las luces habituales de pasos superiores de autovía, se ha partido de las siguientes premisas:

- ancho de los tableros en torno a los 10 metros;
- longitud total de las estructuras entre 60 y 80 metros;
- gálibos de carretera normales;
- y cimentaciones directas.

SOLUCIÓN	COSTE POR M ² (ptas.)	REPERCUSIÓN EN EL COSTE TOTAL		
		TABLERO	PILAS	ESTRIBOS
2 vanos hormigón	65.000-75.000	70%	4- 5%	25-26%
3 vanos hormigón	60.000-65.000	80%	8-10%	10-12%
4 vanos hormigón	50.000-55.000	80%	8-10%	10-12%
3 vanos mixta	65.000-75.000	85%	5- 6%	9-10%

Económicamente la mejor solución es la de cuatro vanos de hormigón. La solución de dos vanos se ve penalizada en exceso por los estribos, que deben ser cerrados con muros en vuelta para contener las tierras, lo que también es peor, como ya se ha dicho, desde un punto de vista estético.

7.1.2. Soluciones recomendadas

De acuerdo con todas las consideraciones anteriores, y cumpliendo con los condicionantes funcionales de la estructura, en los casos habituales la solución más adecuada es la de un tablero continuo de cuatro vanos, en la que los laterales tengan unas luces entre el 60 y el 80% de las de los centrales.

Para esta solución, el tipo de estructura óptimo es la de losa de canto constante con sección transversal "tipo A" según la figura 20 (epígrafe 2.1.2.1).

Dependiendo de las luces principales se puede afirmar que, para luces inferiores a 18 m, el óptimo económico se consigue con soluciones en hormigón armado, y para luces superiores a 20 m, con soluciones en hormigón pretensado. Entre 18 y 20 m deberán ser otros criterios los que decidan la solución a emplear.

Para cantos de losa inferiores a 90 cm no resulta económico, en general, aligerar la sección. Para cantos superiores a 120 cm son preferibles las soluciones aligeradas a las macizas. En casos intermedios, deberá realizarse un estudio económico, valorando adecuadamente la mayor o menor facilidad constructiva.

En los casos en los que no resulta posible o conveniente disponer apoyos en la mediana de la vía inferior, las soluciones de tres vanos son por lo general las más indicadas. Como las luces del vano central suelen ser mayores que en los pasos de cuatro vanos, lo más frecuente serán losas de hormigón pretensado con secciones transversales de canto constante o variable, o soluciones mixtas acero-hormigón.

Un aspecto funcional de la mayor importancia es la existencia de juntas en la calzada. Como regla general debe disminuirse su número al mínimo posible. Para puentes de longitud total moderada, suele ser suficiente su disposición únicamente en los estribos.

Como las soluciones más recomendadas para las pilas, se pueden considerar los fustes cilíndricos de sección circular o prismática, o los tabiques con remates del mismo tipo.

Por lo que respecta a los estribos, la solución óptima depende fundamentalmente de su altura. En los casos de cimentación directa, para una altura de hasta unos 5 m y desde el punto de vista constructivo y económico, son preferibles los estribos cerrados con una pequeña aleta que permita el derrame de las tierras por delante del mismo. Para mayor altura son preferibles los estribos abiertos con pantallas. En el caso de cimentación profunda mediante pilotes, es preferible un cargadero pilotado a través del terraplén (ver epígrafe 4.2).

7.2. PASOS INFERIORES

7.2.1. Soluciones posibles

Las soluciones posibles para un paso inferior de carretera se pueden clasificar, en función del vial inferior que pasa bajo la autovía o carretera principal, en pasos inferiores de camino y pasos inferiores de carretera.

En el caso de los pasos de camino, y dependiendo de la altura de tierras sobre la estructura, se utilizan soluciones de tipo pórtico, marco o bóveda, frente a otras soluciones como son los tubos de acero corrugado galvanizado, por consideraciones de mantenimiento y durabilidad.

En los pasos de carretera se suelen emplear los tableros isostáticos o hiperestáticos, tipo losa o de vigas, y generalmente de hormigón armado o pretensado, ya que dadas las luces máximas de vano de estas estructuras, las soluciones mixtas no suelen resultar competitivas.

A continuación se tratan con detalle cada uno de los aspectos que influyen en la elección del tipo de solución.

7.2.2. Consideraciones de proyecto

7.2.2.1. Aspectos de trazado

- *Paso de camino*

Un aspecto de gran incidencia en la elección de la solución para un paso inferior de carretera o autovía, es el ancho de la vía inferior, lo que condiciona el gálibo horizontal y, por tanto, la luz de la estructura. Como norma general, conviene dejar una luz libre de 8 metros, medidos perpendicularmente al eje del camino, lo que permite adoptar soluciones tipo marco o pórtico de hormigón armado, que son las más adecuadas desde el punto de vista económico, siendo las características geotécnicas del terreno de cimentación las que determinarán la elección de una u otra tipología: para terrenos de cimentación con tensiones admisibles por encima de 3 Kp/cm², es más adecuada la solución tipo pórtico; la solución tipo marco es la mejor para terrenos de cimentación poco competentes (tensiones admisibles por debajo de 2 Kp/cm²). Entre 2 y 3 Kg/cm² la elección entre una u otra solución dependerá de otros factores.

Otro condicionante fundamental es la distancia vertical entre rasantes de los viales que se cruzan, lo que determina la montera de tierras que queda sobre la estructura y que, al ser una carga de gran importancia, condiciona la tipología de la misma. A este respecto se indica que, en un paso inferior de camino, es aconsejable mantener un gálibo vertical de 5 m.

Para alturas moderadas de tierras, hasta 6 u 8 metros, son aconsejables soluciones con techo plano, más sencillas de construir; mientras que para alturas superiores a 8 m es aconsejable la utilización de soluciones abovedadas, que son más adecuadas para soportar cargas verticales de importancia. En el caso de alturas de tierras muy importantes (>20 m), son convenientes soluciones con bóvedas del tipo biarticulado o triarticulado, que con espesores de bóveda reducidos pueden cubrir hasta monteras de tierras del orden de los 40 a 50 metros.

- *Paso de carretera*

El gálibo horizontal aconsejable entre caras de muros es de 15 m, lo que en general descarta las soluciones comentadas anteriormente (pórticos y marcos de hormigón armado), ya que no suelen ser competitivas en este rango de luces. Las soluciones más adecuadas son los pasos de uno o tres vanos, bien con tableros con vigas prefabricadas, o losas "in situ" (figura 3, epígrafe 1.4).

En el caso de puentes de un vano tienen una importancia fundamental los estribos, que constituyen en este tipo de estructuras un porcentaje importante del presupuesto total de la estructura (30-35%). Una solución alternativa a los muros convencionales de hormigón armado son los muros de tierra armada con un cargadero sobre el que apoya el tablero. Esta solución puede abaratar el coste de los estribos pero encarece el tablero, ya que obliga a incrementar la luz del orden de 3 m para mantener los resguardos mínimos necesarios.

Para las soluciones de tres vanos, en el caso de tableros de vigas, son aconsejables pilas tipo pórtico con dos o tres fustes circulares, y estribos cargaderos sobre el terraplén. En el caso de tableros tipo losa, las pilas están compuestas habitualmente por fustes circulares, pudiéndose hacer aquí las consideraciones ya mencionadas en el epígrafe 3.1 sobre pasos superiores, respecto a la idoneidad de uno o varios apoyos en las pilas en función de la longitud total de la obra de paso y su anchura. Los estribos, al tratarse de estructuras hiperestáticas, es conveniente llevarlos hasta el terreno natural, por lo que son más indicados los de tipo abierto con pantallas que permiten el derrame de las tierras en el vano lateral.

En el caso de pasos inferiores de autovía, un factor importante es el ancho de la vía superior. En general, al ser estructuras de una longitud moderada, será necesario prever la posible ampliación de la autovía en un carril más. En el caso de tableros de vigas, que son susceptibles de una ampliación a posteriori de manera sencilla, solo sería necesario dejar prevista la ampliación en la subestructura (estribos y, en su caso, pilas), lo que implica un coste menor en una primera inversión. Sin embargo, en una solución tipo losa hay que estudiar las posibles alternativas y ver si es necesario construir el puente para el ancho total con la futura ampliación, lo que encarecería la primera inversión.

7.2.2.2. Aspectos estéticos

El aspecto estético en este tipo de pasos, aun siendo importante, tiene una menor importancia que en el caso de los pasos superiores, ya que estas estructuras están ubicadas, por lo general, en vías de menor tráfico.

Por lo que se refiere a los pasos inferiores de camino, dado el tipo de estructura que se utiliza en general, tipo pórtico o marco de hormigón armado, tienen un carácter, sobre todo, funcional. Es conveniente en cualquier caso una correcta disposición de aletas para que no produzcan sensación de encajonamiento. Suelen resultar agradables disposiciones formando 30° con el eje de vial inferior.

Los pasos inferiores de carretera resultan más agradables cuanto más diáfanos, siendo preferibles en este caso soluciones de tres vanos respecto a las de un vano. Por lo que se refiere al tablero, si la carretera es de cierta importancia, son aconsejables soluciones tipo losa, siendo recomendables en el resto de los casos, en general, soluciones con tableros de vigas, que suelen ser más económicas.

7.2.2.3. Aspectos económicos

Por lo que respecta a las consideraciones de tipo económico, en el caso de pasos de camino con luces pequeñas (alrededor de 8 m), son recomendables, como ya se ha dicho, las soluciones tipo pórtico o marco de hormigón armado. Como ya se comentó en el epígrafe 7.2.2.1 las soluciones pórtico son más económicas en terrenos de cimentación competentes (3 Kp/cm^2), debiéndose recurrir al marco en caso contrario. Las aletas se deben disponer intentando minimizar su longitud y, por tanto, su coste, siendo una solución adecuada disponerlas formando 30° con el vial inferior. Asimismo, para ahorrar materiales, las aletas se deben dimensionar en varios tramos en función de su altura.

En el caso de pasos inferiores de carretera, en general son más baratas las soluciones con tableros de vigas que las soluciones tipo losa. Por lo que respecta al número de vanos, el coste depende fundamentalmente de la altura de estribo y su longitud, ya que encarecen notablemente la solución de un vano. En general es más económica que la de tres vanos, al ejecutarse en ésta más superficie de estructura.

En los cuadros que figuran a continuación se indican unos presupuestos orientativos de ejecución material para cada una de las soluciones más habituales en pasos inferiores. En el caso de los pasos de carretera se han supuesto gálibos verticales del orden de los 5,50 metros.

PASOS DE CAMINO. GÁLIBO HORIZONTAL 8 M	
Pórtico de hormigón armado	800.000- 900.000 pta/ml
Marco de hormigón armado	850.000- 950.000 pta/ml
Bóveda de hormigón armado	1.200.000-1.800.000 pta/ml

PASOS DE CARRETERA. GÁLIBO HORIZONTAL 15 M	
Losa de hormigón 1 vano	75.000-90.000 pta/m ²
Losa de hormigón 3 vanos	50.000-65.000 pta/m ²
Tablero de vigas 1 vano	70.000-80.000 pta/m ²
Tablero de vigas 3 vanos	45.000-55.000 pta/m ²

Hay que señalar que, aunque el coste por unidad de superficie de estructura es mayor en los pasos de un vano debido a la alta repercusión de los estribos (35% aproximadamente), el presupuesto total de la estructura es menor, ya que se ejecuta menos superficie de tablero (entre 2,2 y 2,4 veces menos).

7.2.3. Soluciones recomendadas

Las soluciones más frecuentemente utilizadas para pasos de camino son las de pórtico o marco de hormigón armado en función del terreno de cimentación, con aletas formando 30° con el eje del camino. Estas soluciones son competitivas para monteras de tierras de hasta 6 u 8 m. Para una mayor altura de montera son aconsejables soluciones abovedadas.

En pasos de carretera la solución más adecuada, si la carretera es importante, es la de tres vanos con tablero de vigas o tipo losa.

7.3. OTROS PUENTES Y VIADUCTOS

No es posible intentar una sistematización o clasificación en el caso de otros puentes y viaductos, dadas las infinitas posibilidades de los obstáculos a salvar.

Por tanto, al decidir las tipologías más razonables en cada caso concreto, habrá que analizar y ponderar adecuadamente los distintos condicionantes y las distintas soluciones, tal como se indicó en el capítulo 1 de este documento.

No obstante, se pueden hacer unas consideraciones de tipo general:

- Debe huirse de realizar estructuras con grandes luces, cuando no sea absolutamente necesario por la naturaleza del obstáculo a salvar, ya que, en general, cuanto mayor es la luz, mayor es el coste.
- Los costes por unidad de superficie son muy variables dependiendo, fundamentalmente, de tres factores:
 - Condiciones de cimentación.
 - Altura de las pilas.
 - Tipo de tablero y proceso constructivo asociado.

En cualquier caso no serían razonables costes por unidad de superficie inferiores a las 45.000-50.000 ptas./m² ni superiores a las 130.000-160.000 ptas./m² para los distintos tipos indicados en el epígrafe 1.4. Ténganse en cuenta, como resulta obvio por otra parte, que no todas las tipologías son posibles en todos los casos.

- Al objeto de poder fijar, cuando menos, los costos relativos de distintas soluciones, se analizan para un viaducto de 400 m de longitud total y altura media de pi-

las 20 m, con una luz máxima de vano que no supere los 45-50 m, los costes de distintas soluciones posibles. Si se asigna el valor "A" a la solución con vigas prefabricadas:

SOLUCIÓN	COSTE TOTAL
Vigas prefabricadas	A
Losa	1,05A-1,10A
Cajón	1,10A-1,15A
Cajón mixto	1,20A-1,30A

En la estimación anterior se ha supuesto para las vigas una luz máxima de vano de 40-42 m, para la losa 35 m, y para los cajones, tanto de hormigón como mixtos, 46-50 metros. No obstante, se ha de tener en cuenta que el coste de las soluciones prefabricadas está muy condicionado por las leyes de la oferta y la demanda.

- En el caso de que la vía principal que soporta el puente o viaducto sea una autovía, hay que valorar adecuadamente la posibilidad de hacer un solo tablero para ambas calzadas, ya que el mantener la mediana en la estructura en general eleva su coste, por lo que su elección debe quedar bien justificada en base a otros condicionantes.



MINISTERIO
DE FOMENTO

DIRECCIÓN GENERAL
DE CARRETERAS