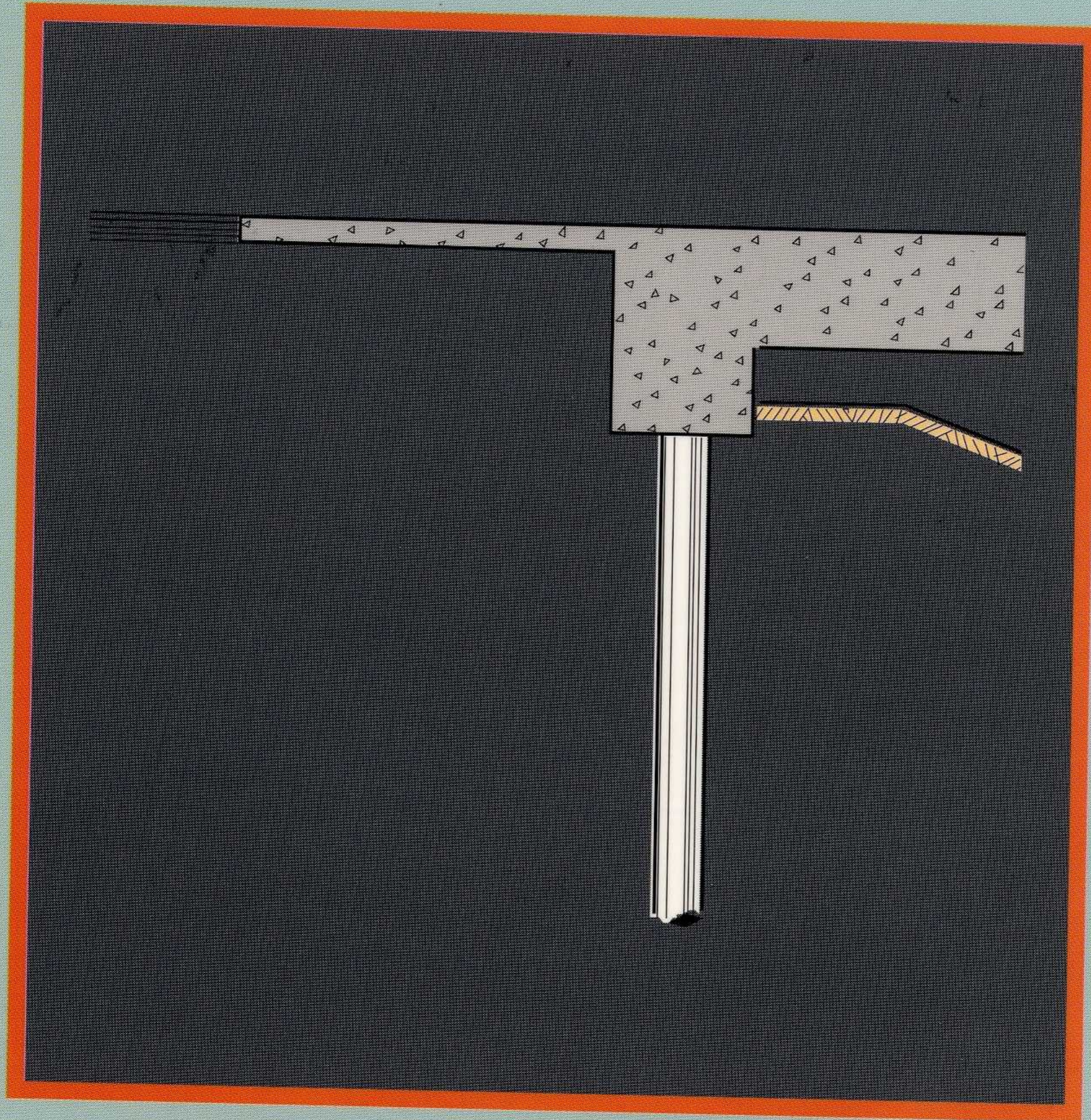


serie normativas

Instrucciones de construcción



Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras



MINISTERIO
DE FOMENTO

DIRECCIÓN GENERAL
DE CARRETERAS

serie normativas

Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras



SECRETARÍA DE ESTADO
DE INFRAESTRUCTURAS

DIRECCIÓN GENERAL
DE CARRETERAS

2000

Este trabajo ha sido realizado por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. La ingeniero responsable, D.º Pilar Crespo Rodríguez, ha contado para su elaboración con la asistencia de la empresa consultora ESTEYCO.

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

Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras / Dirección General de Carreteras.- Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2000

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

PUNTES DE CARRETERA-Proyecto y construcción

624.21
625.745



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

I.S.B.N.: 84-498-0481-7
NIPO: 161-00-068-4
Depósito Legal: M. 27.975-2000
Fotocomposición: IRC, S.L.
Imprime: Closas-Orcoyen, S. L.

Diseño cubierta: Carmen G. Ayala

Impreso en papel reciclado

PREÁMBULO

El concepto de *punte integral*, o puente sin juntas, surge como respuesta a los problemas funcionales que, con cierta frecuencia, se plantean en la zona de encuentro entre tablero, estribo y calzada de acceso.

La eliminación –cuando el tipo de estructura lo permite– de las juntas de calzada entre tablero y estribos, así como de los apoyos de neopreno en estribos y pilas, se está utilizando con éxito desde hace años en algunos países, como una opción para aumentar la vida útil de los puentes y, en todo caso, para simplificar las labores de conservación.

Con esta guía se trata de aprovechar la experiencia internacional, de forma que, combinada con la normativa y la práctica ingenieril de nuestro país, sirva como referencia a la hora de concebir un puente integral.

Para abordar el proyecto de un puente integral, es necesario comenzar por la identificación y análisis de sus particularidades. La presente guía se debe entender como una herramienta de ayuda para sistematizar el análisis y justificación estructural de estos puentes, así como para establecer los límites de su uso. Los detalles, dimensiones y métodos de cálculo propuestos constituyen una solución razonada que, lógicamente, no es única.

La experiencia derivada de la construcción y seguimiento de este tipo de estructuras permitirá en el futuro matizar y completar los criterios recogidos en este documento.

ÍNDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCIÓN	
1.1. EVOLUCIÓN HACIA EL CONCEPTO DE PUENTE INTEGRAL.	7
1.2. RAZÓN DE SER DE LOS PUENTES INTEGRALES	10
2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS	13
3. EXPERIENCIA INTERNACIONAL	19
4. ORIGEN DE LOS MOVIMIENTOS DE LOS PUENTES	
4.1. INTRODUCCIÓN	41
4.2. MOVIMIENTOS INTRÍNSECOS DE LAS ESTRUCTURAS	
4.2.1. Retracción	41
4.2.2. Pretensado	42
4.2.3. Temperatura	44
4.3. MOVIMIENTOS DEBIDOS A LAS CARGAS EXTERIORES	
4.3.1. Introducción	46
4.3.2. Frenado y arranque	46
4.3.3. Viento	46
4.3.4. Fuerza centrífuga	47
4.3.5. Sismo	47
4.4. MOVIMIENTOS DEBIDOS AL TERRENO	
4.4.1. Problema genérico	48
4.4.2. Valores tolerables de asientos	49
4.4.3. Empujes de tierras en estribos	50
5. ANÁLISIS DE SOLUCIONES	
5.1. INTRODUCCIÓN	53
5.2. LOSA DE TRANSICIÓN	
5.2.1. Necesidad de la losa de transición	53
5.2.2. Profundidad de la losa de transición	54
5.2.3. Conexión con el estribo	55
5.2.4. Geometría de la losa de transición	57
5.2.5. Dimensionamiento de la losa de transición	62
5.3. CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO	
5.3.1. Tipos de pilotes empleados	66
5.3.2. Comportamiento de los pilotes de acero	67

5.3.3.	Metodología para el dimensionamiento de los perfiles metálicos	71
5.3.4.	Durabilidad de los pilotes de acero	84
5.3.5.	Cimentación directa	85
5.4.	UNIÓN DEL TABLERO CON EL ESTRIBO	87
5.5.	ENCUENTRO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN CON LA CALZADA.	89
5.6.	LIMITACIONES AL USO DE LOS PUENTES INTEGRALES.	90
6.	EJEMPLOS	
6.1.	INTRODUCCIÓN	93
6.2.	ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DEL TABLERO	
6.2.1.	Tablero de hormigón postensado	98
6.2.2.	Tablero mixto	99
6.2.3.	Valores comparados	100
6.3.	JUSTIFICACIÓN DE LOS PILOTES METÁLICOS	
6.3.1.	Carga vertical	100
6.3.2.	Desplazamiento horizontal	101
6.4.	JUSTIFICACIÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN	101
6.5.	VIGA DE CORONACIÓN	101
6.6.	CONEXIÓN DEL PILOTE A LA VIGA	102
7.	REFERENCIAS	105

1.

INTRODUCCIÓN

1.1. EVOLUCIÓN HACIA EL CONCEPTO DE PUENTE INTEGRAL

No hace falta forzar la memoria para recordar la evolución que, en las últimas décadas, se ha producido en nuestro país en la concepción de puentes: la difusión del pretensado, en los años 60, condujo a soluciones de vigas prefabricadas, isostáticas, con numerosos diafragmas transversales que *aseguraban* la indeformabilidad transversal del tablero y facilitaban notablemente, junto con su isostaticidad, su cálculo. Posteriormente, la complejidad de construcción de las traviesas o diafragmas transversales y los nuevos instrumentos de cálculo que fueron posibles con el desarrollo de la informática (método de Guyon-Massonet, métodos matriciales, etc.), fomentaron el uso de tableros de vigas isostáticas con diafragmas exclusivamente en apoyos que, más adelante, desaparecieron también. Los inconvenientes funcionales y el coste de conservación de las juntas de calzada promovieron soluciones, aplicadas en Alemania y otros países, consistentes en dar continuidad a la losa del tablero de vigas, dotándola de gran flexibilidad y una poderosa armadura que aseguraba el control de fisuración y la ductilidad de su comportamiento. Así, los tableros de vigas prefabricadas mejoraban su competitividad, funcionalidad y durabilidad, frente a las soluciones de losas continuas que, con muy diversas geometrías, empezaron a usarse con frecuencia en nuestro país, como ya había ocurrido antes en numerosos países tecnológicamente avanzados.

Los comentarios anteriores, que se resumen en los esquemas incluidos en la figura 1-1, hacen referencia, básicamente, a los puentes de hormigón pretensado. A partir de los años 70, comenzaron a construirse también puentes mixtos cuya utilidad se ha ido poniendo crecientemente de manifiesto, siendo en la actualidad un tipo de estructura de uso frecuente en nuestro país. Desde los comienzos de su utilización, estos puentes se han proyectado, en su mayor parte, como tableros continuos evitando el isostatismo y la creación de juntas de dilatación sobre apoyos intermedios. En algunos casos se han diseñado también soluciones de tipo pórtico, con las pilas rígidamente unidas al tablero. En general, sin embargo, los tableros se sostienen sobre pilas de hormigón, mediante apoyos de neopreno. La gran mayoría de los puentes mixtos construidos hasta ahora disponen de una junta entre tablero y estribo en cada extremo del puente, y el tablero descansa en la silla o estribo a través de los aparatos de apoyo.

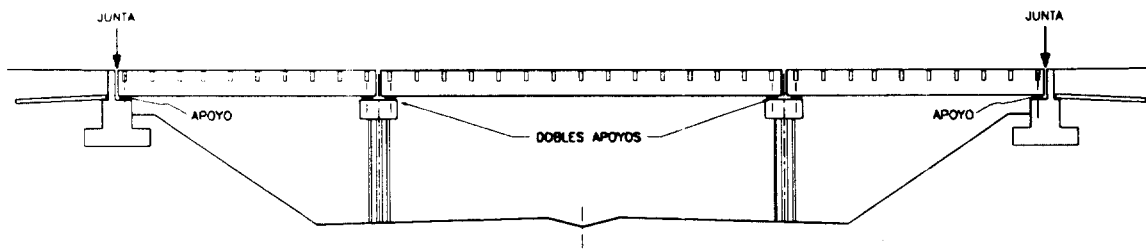
La creciente y justificada preocupación por la durabilidad de los puentes, en su doble faceta de conseguir prolongar su vida útil y minimizar los costes de conservación, está produciendo una nueva generación de estructuras, tanto en puentes de hormigón como mixtos, en los que se eliminan las juntas de calzada, incluso las del encuentro de tableros y estribos, y también los aparatos de apoyo, mediante el empotramiento de pilas flexibles en tableros, siempre que la naturaleza del puente lo facilite.

En particular la eliminación de las juntas en estribos, ha conducido a un tipo de puentes que se conocen como *puentes integrales*. El pragmatismo americano ha impulsado esta solución que se viene empleando desde los años 50 y que continúa extendiéndose. Inicialmente reservado a puentes de pequeña longitud, en la actualidad existen ya algunas realizaciones con longitudes más importantes. La solución se está aplicando, tanto en puentes de hormigón pretensado como mixtos y, en general, la experiencia está resultando satisfactoria, como luego se verá al hacer referencia a la práctica internacional.

La experiencia americana se comienza a aprovechar también en diferentes países europeos. En el Reino Unido, se publicó en 1989 el llamado *Maunsell Report* con resultados de la inspección aleatoria de un conjunto de 200 puentes, que pone inequí-

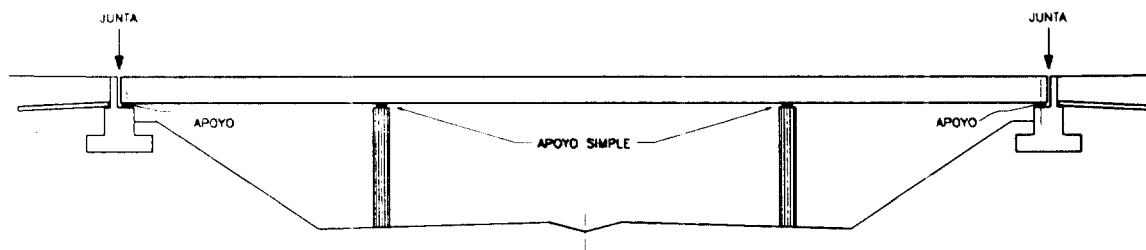
vocamente de manifiesto que las juntas de dilatación estaban en el origen de muchos de los problemas identificados y eran una fuente significativa de costes de conservación. Como consecuencia, el Departamento de Transportes británico publicó en 1995 unos documentos denominados *Design for Durability* en los que propugnaba dar continuidad a los puentes en todas las pilas intermedias y, para puentes de luces pequeñas o medias, eliminar las juntas en estribos diseñando una unión rígida entre éstos y el tablero. Se prohibían, prácticamente, las juntas a media viga y se recomendaba la continuidad de los tableros y los estribos integrales.

En otros países también se han construido *puentes integrales* y existe un interés por este tipo de soluciones como medio para paliar los problemas de conservación y mejorar la funcionalidad del puente en su encuentro con la calzada.



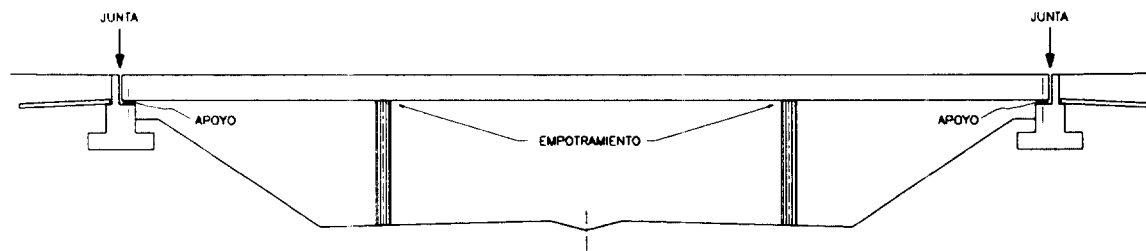
1ª GENERACION

TABLEROS DE VIGAS MULTIPLES 1a) CON NUMEROSOS DIAFRAGMAS TRANSVERSALES
 1b) CON DIAFRAGMAS SOLO EN EJE DE APOYOS
 1c) SIN DIAFRAGMAS



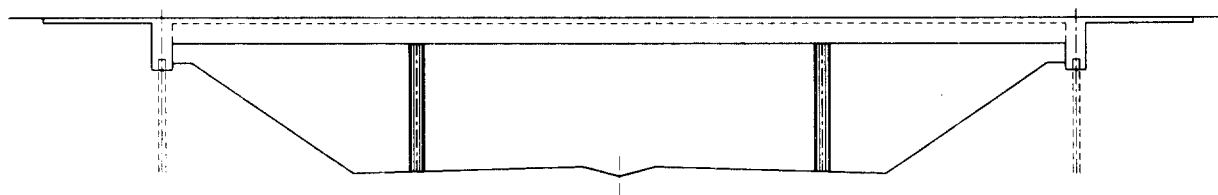
2ª GENERACION

TABLEROS CONTINUOS SOBRE APOYOS DE NEOPRENO



3ª GENERACION

TABLEROS CONTINUOS CON PILAS EMPOTRADAS EN TABLERO Y APOYOS EN ESTRIBOS



4ª GENERACION

PUNTES INTREGRALES: TABLEROS EMPOTRADOS EN PILAS Y ESTRIBOS

Figura 1.1 Esquema de evolución hacia los puentes integrales

1.2. RAZÓN DE SER DE LOS PUENTES INTEGRALES

Las mismas razones que motivaron en su día a los ingenieros americanos a construir puentes integrales, y ahora están siendo aceptadas en otros países, son válidas para justificar también en el nuestro el uso de este tipo de puentes.

Los apoyos y juntas de dilatación que se disponen en un puente para mitigar las consecuencias de los movimientos inevitables que lo acompañarán durante toda su vida suelen ser fuente de problemas. Por ello, su número debe limitarse en la medida de lo posible. Juntas y apoyos son singularidades que restan monolitismo a la estructura y que pueden generar algunas de las siguientes consecuencias:

- Peor funcionalidad del puente: El usuario percibe con claridad la existencia de estas singularidades en el tablero, especialmente con las actuales velocidades de circulación.
- Mayor frecuencia y coste de las operaciones de conservación: Los apoyos y, sobre todo, las juntas tienen en cualquier caso una vida inferior a la del resto del puente; por otra parte, son elementos que exigen una colocación cuidadosa. Están sometidos a esfuerzos dinámicos sistemáticos, a los efectos de la intemperie y se colocan en zonas en las que se canaliza el agua que llega al tablero del puente. Por ello, son elementos vulnerables que exigen frecuentes y costosas reparaciones y, en efecto, se identifican como los que con más frecuencia son el origen de problemas en puentes. Pero, además, la intervención para reparar o sustituir una junta es compleja y suele exigir interrupciones de tráfico.
- La mayor deformabilidad, en términos relativos, de puentes con apoyos y juntas de dilatación (que configuran puentes de tramos isostáticos o, al menos, apoyos articulados en los extremos de los vanos laterales de tramos continuos) puede producir daños en los elementos auxiliares del puente y, en particular, en aceras, petos y barandillas.
- Las discontinuidades generadas por las juntas provocan también efectos dinámicos indeseables en los tableros que afectan no solamente a las juntas, sino a la propia estructura del tablero al ser mayores los esfuerzos provocados por los impactos y mayor, también, el riesgo de fatiga.
- En la zona de estribos, como es bien sabido, es frecuente que se manifiesten problemas originados por la deformabilidad de los terraplenes de acceso y del terreno natural que los soporta —que puede tener su origen en las dificultades de compactación del relleno y acumulación de agua en el trasdós de los estribos—, por los movimientos del tablero, por la discontinuidad debida a la junta de dilatación, por el agua que se filtra a través de la junta, etc. También en esta zona, se manifiestan las incertidumbres respecto a las cargas y empujes para los que hay que dimensionar los estribos, lo que comporta, en la práctica, una gran heterogeneidad de soluciones (y de costes), para resolver problemas análogos.

Por todo ello, es evidente que el puente ideal sería aquél que no requiriese juntas y que no necesitase apoyos especiales, elementos que suponen singularidades en la estructura y que no tienen la robustez ni la potencial durabilidad de la estructura propiamente dicha del puente.

Desde esta perspectiva, en lugar de preguntarnos cuándo son posibles los puentes integrales, quizá deberíamos preguntarnos cuándo no son posibles. Las limitaciones en su utilización son la consecuencia de las limitaciones en nuestros conocimientos acerca de la cuantificación de los movimientos en las estructuras y de los efectos de estos movimientos. Es natural, por ello, que en la práctica se recurra con frecuencia al principio ingenieril que establece que *“la mejor forma de solucionar un problema es evitar que se plantee”*. Así, colocando apoyos y juntas que admitan amplios movimientos de diferentes orígenes, obviamos todas las incertidumbres en su evalua-

ción. Sin embargo, siendo en parte cierto lo anterior, no lo es menos que juntas, apoyos y losas de transición contribuyen a paliar el problema, pero no siempre lo resuelven.

Por último, cabe señalar que si, en su concepción más pura, las soluciones integrales solamente pueden ser utilizadas en puentes de longitudes moderadas, precisamente estos puentes constituyen la gran mayoría de los que se construyen. La AIPCR ha publicado un documento, *Towards an Indicator of the Health Condition of Bridges*, con numerosos datos, entre los que se encuentra el número de puentes por longitudes construidos en diferentes países. De esos datos se deduce que más del 80% de los puentes construidos en un gran número de países tienen una longitud total inferior a los 100 metros. Ello justifica el interés de profundizar en el conocimiento del comportamiento de obras de dimensiones moderadas, por ser la mayoría de las que se construyen y porque la mejora de dichos conocimientos se podría aplicar, también, a obras de mayor longitud.

2.

ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Se puede comenzar diciendo que inicialmente todos los puentes eran integrales. Los puentes de mampostería, a los que se ha recurrido desde tiempo inmemorial hasta tiempos recientes, son evidentes ejemplos de puentes integrales. En ellos, los movimientos inevitables de la estructura, debidos esencialmente a la variación de temperaturas, se distribuían entre las juntas de mampuestos. Debido a la gran inercia térmica de los materiales y a la reducida dimensión de los mampuestos, los pequeños movimientos generados se absorbían entre las abundantes y próximas juntas.

El progreso en la construcción trajo consigo el uso del acero, en puentes y en todo tipo de estructuras, desde principios del siglo XIX y del hormigón desde finales del siglo pasado y, sobre todo, desde los comienzos del siglo actual. Los puentes construidos con estos materiales, sobre todo con acero, eran mucho más sensibles, por su menor inercia térmica, a las variaciones de temperatura. Además, las características reológicas del hormigón generaban potenciales acortamientos que condicionaban las soluciones posibles. Así nacieron diferentes tipos de apoyos metálicos profusamente utilizados en puentes de ferrocarril. En el hormigón, se comenzaron a utilizar las articulaciones, que se lograban concentrando tensiones de compresión en una zona pequeña, aprovechando así la capacidad plástica de este material.

Con todo, a lo largo del siglo XIX y hasta mediados del XX eran frecuentes los puentes sin juntas y con frecuencia sin apoyos especiales entre pilas y tablero. Se pueden citar muchos ejemplos de la época de estructuras aperticadas y arcos sin juntas, construidos tanto en acero como en hormigón. Resulta expresivo lo que en relación con estas cuestiones se decía en obras clásicas de puentes como, por ejemplo, en la obra *Puentes de hormigón armado*, de Eugenio Ribera, publicada en 1932. A continuación, se transcriben literalmente algunos párrafos:

“Los tramos independientes deben poderse contraer y dilatar con libertad... separando el hormigón de los tramos por una junta de cartón.”

“Asimismo el apoyo de las vigas y estribos debe establecerse sobre cartón, o mejor aún, sobre chapas de plomo si el puente se establece en regiones de temperaturas variables.”

“Hasta puentes de 80 m de longitud, construidos por tramos independientes de 10 a 15 m apoyados muchos de ellos sobre pilares de hormigón armado, hemos siempre prescindido de chapas de plomo para su libre dilatación, sin que hayamos observado el menor inconveniente.”

Al referirse a los puentes continuos, se puede leer:

“... como los efectos de la dilatación son más sensibles en sus extremos, para no acentuarlos con exceso en los estribos terminales del puente, cuando se trata de puentes de longitudes superiores a 60 m, es preferible dividir la luz total en dos o más tramos... apoyados en sus extremos sobre pilas-estribos que lleven sus aparatos de dilatación.”

También merece la pena rescatar del texto el siguiente párrafo:

“... la continuidad de los tramos acentúa en sus extremos los efectos de la dilatación y obliga a dispositivos complicados y no siempre eficaces.”

“... serán contadísimos los casos en que pueden convenir los tramos continuos... el autor siempre ha preferido construirlos independientemente. Es el mejor procedimiento para suprimir las indecisiones de cálculo y las dificultades de construcción que se presentan en tramos continuos.”

Al tratar de puentes en “arco corrientes empotrados (hasta 40 m de luz)”, afirma también:

“Insistimos sobre la necesidad de prevenir estas dilataciones, cortando el tablero en el plano de arranques; de no hacerlo así en invierno, casi todos los forjados, pavimentos y barandillas se agrietarán para volverse a cerrar durante el verano; la obra no peligrará por ello, pero es de mal efecto y las grietas tienden a aumentar con el tiempo.”

Estas manifestaciones de una gran personalidad de la ingeniería española de puentes, con la que se han formado muchas generaciones de ingenieros, son muy expresivas: ya entonces se titubeaba sobre la necesidad o no de juntas. Y se confesaba que el desconocimiento se paliaba con soluciones isostáticas y juntas y apoyos, ¡con frecuencia de cartón!, que en la práctica se han tenido que comportar como puentes sin juntas, esto es, como puentes integrales. De hecho, en el texto al que nos estamos refiriendo, se encuentran numerosos ejemplos de puentes integrales (algunos de ellos recogidos en las figuras incluidas al final de este capítulo).

El desarrollo del hormigón pretensado trajo consigo movimientos más importantes de la estructura, debido a los acortamientos elásticos que llevaba consigo el propio concepto de la precompresión del hormigón y los acortamientos diferidos debidos a la fluencia del hormigón. En consecuencia, la aplicación práctica del pretensado demandó juntas y apoyos que evitasen las coacciones al acortamiento del hormigón. Y de hecho, fue Freyssinet quien desarrolló en primer lugar, en los años 50, los apoyos de neopreno que, a partir de entonces, se han utilizado profusamente. Al tiempo comenzaron a desarrollarse diferentes tipos de juntas de dilatación que se disponían entre tramos isostáticos de tableros y al final de éstos, en la transición con los estribos.

La variedad y calidad de los apoyos y juntas fueron sucesivamente mejorando, aunque su uso, sobre todo en el caso de las juntas, puso de manifiesto frecuentes casos de inadecuado comportamiento. En todo caso, era claro que las juntas constituían elementos con una vida útil inferior a la vida previsible del puente, y que requerían ser mantenidas y cambiadas a lo largo de ésta.

Para mitigar este problema se extendió la práctica de dar continuidad a las losas de los tableros isostáticos de vigas prefabricadas, eliminando la junta entre ellas y admitiendo una potencial fisuración y un comportamiento incierto de elementos solicitados por deformaciones y esfuerzos alternados difíciles de evaluar. La experiencia fue indicando que al eliminar las juntas intermedias se solucionaba un problema funcional y de conservación que, en ocasiones, era importante.

El mejor conocimiento del comportamiento de los materiales y la evolución de los procesos constructivos permitieron aplicar, en algunos casos, las ventajas del empotramiento del tablero en pilas esbeltas, eliminando aparatos de apoyo. Ejemplos de ello se encuentran entre los numerosos puentes construidos con la técnica de voladizos sucesivos. También en obras más pequeñas se ponía de manifiesto la posibilidad de eliminar apoyos, en el encuentro de pilas y tablero, y en la literatura técnica se encontraban publicaciones abogando por las ventajas de utilizar la capacidad deformacional de pilas adecuadamente armadas para asegurar su ductilidad.



Figura 2.1 Puente de Alcántara



Figura 2.2 Puente medieval en Alemania

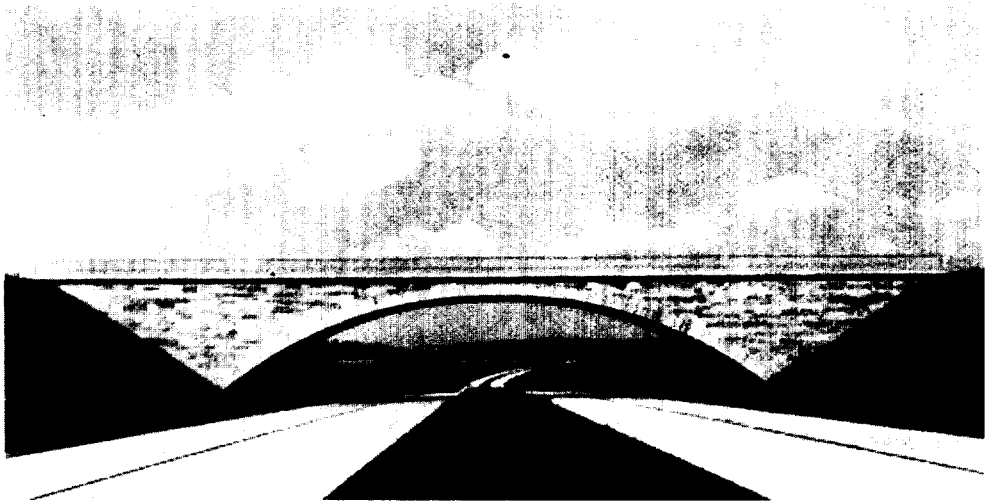


Figura 2.3 Puente sobre autopista en Alemania



Figura 2.4 Puente sobre el Guadarrama (Eugenio Ribera)

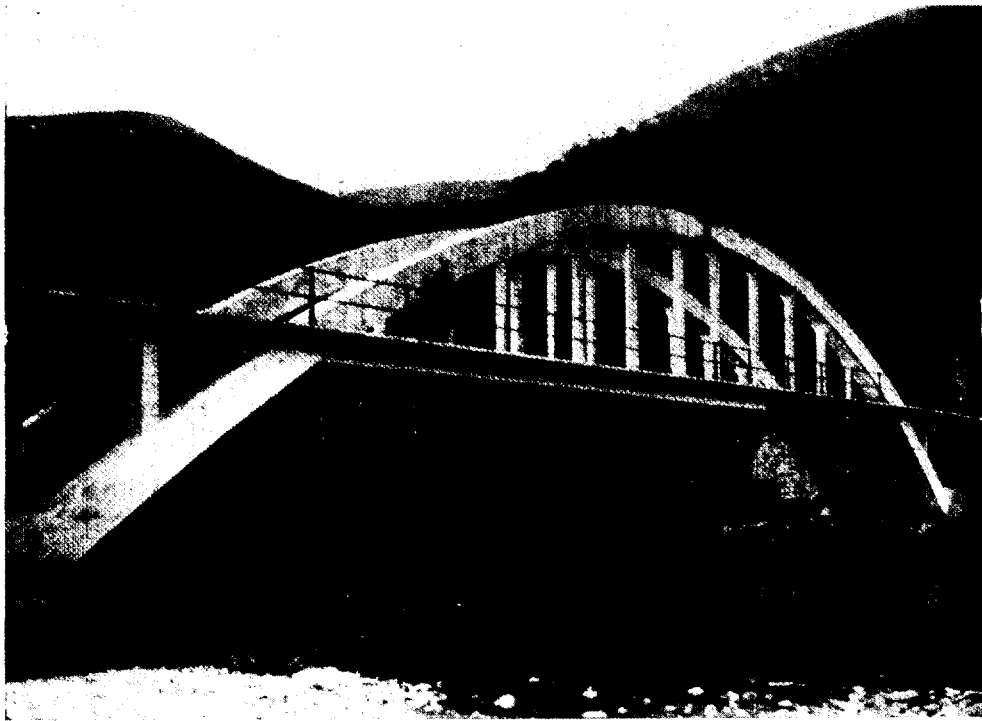


Figura 2.5 Puente de Requejo en Asturias (Eugenio Ribera)

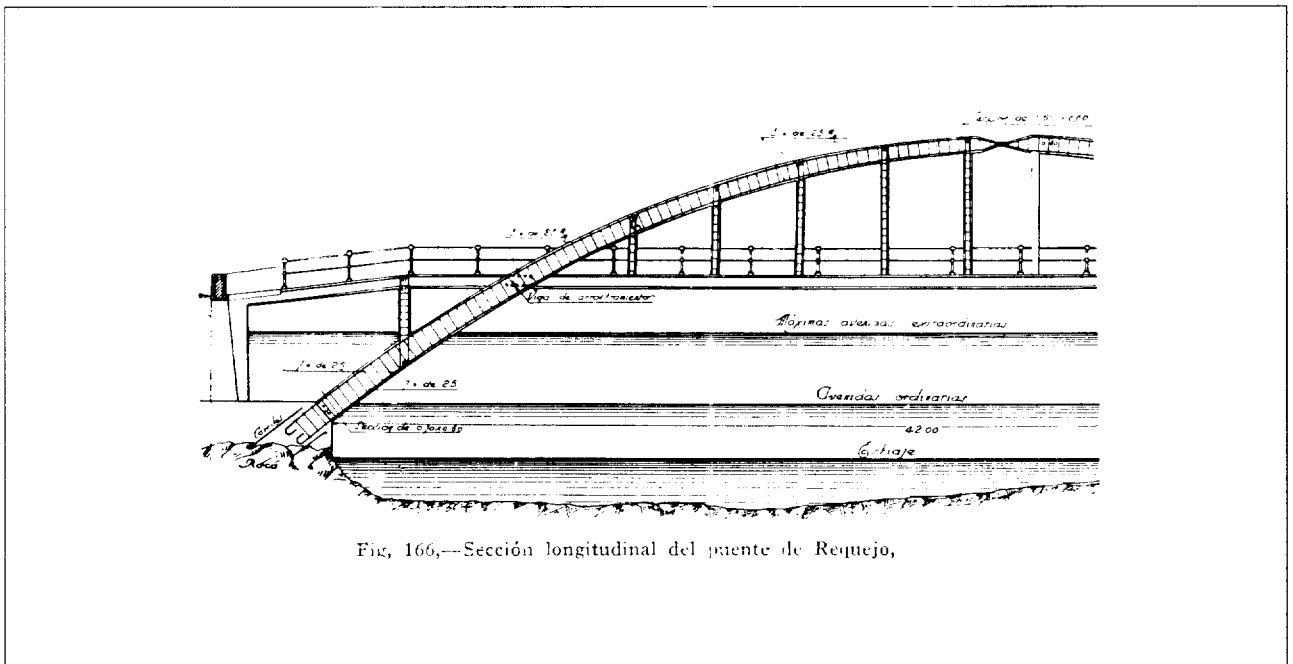


Figura 2.6 Sección longitudinal del Puente de Requejo (Eugenio Ribera)



Figura 2.7 Puente de Salginatobel en Suiza (Robert Maillart)

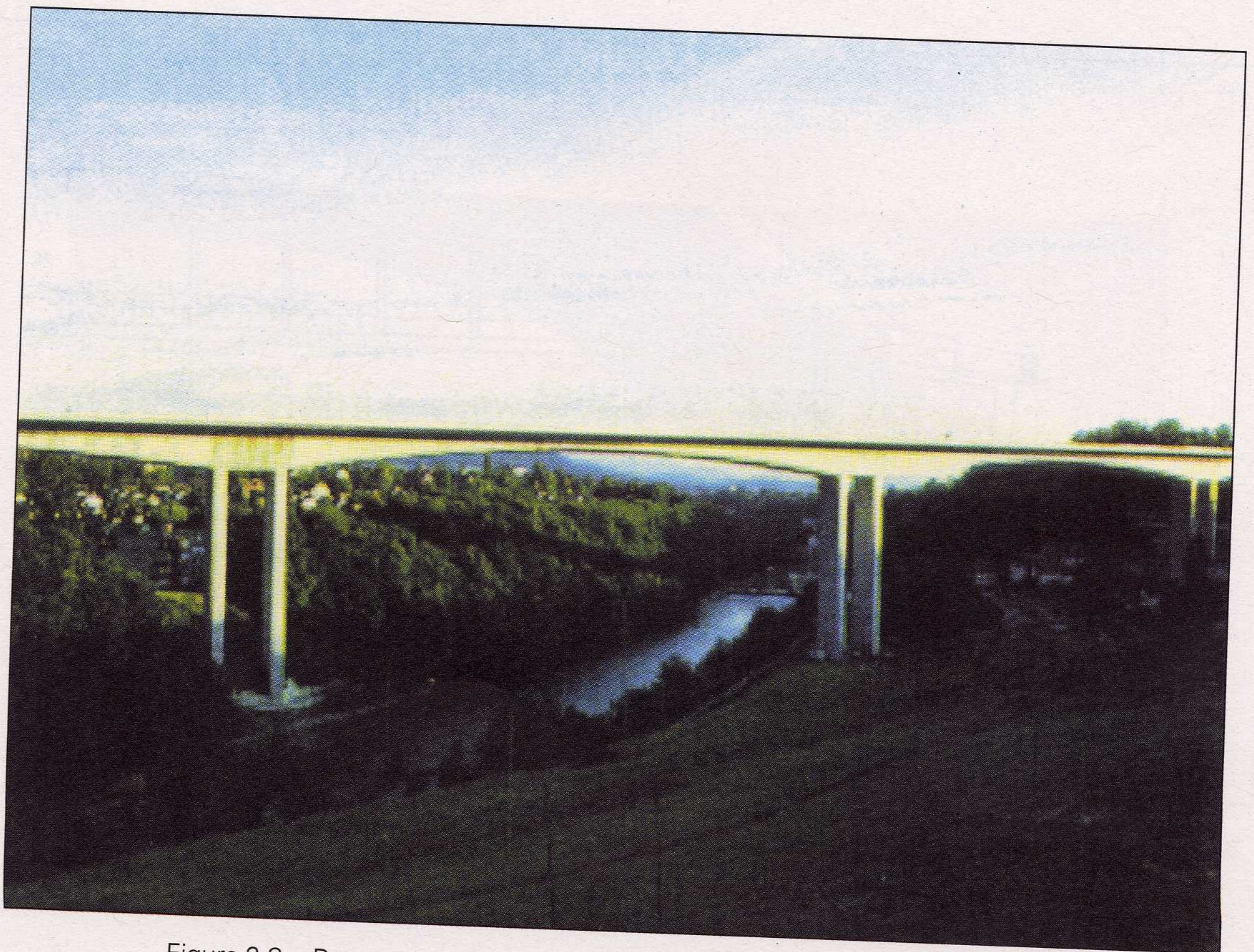


Figura 2.8 Puente de voladizos sucesivos con pilas empotradas en tablero

3.

EXPERIENCIA INTERNACIONAL

En todos los países se tiene conciencia del problema que se plantea en el encuentro entre el tablero de un puente, el estribo y la calzada de acceso.

A continuación, se resumen algunas de las prácticas utilizadas en diferentes países para abordar este problema.

La experiencia más amplia e interesante proviene de Estados Unidos, donde desde hace más de cincuenta años se comenzaron a utilizar puentes integrales, en los que se eliminaba todo tipo de juntas y apoyos. El interés de la experiencia ha hecho que sea creciente el número de Estados que están utilizando este tipo de soluciones, según los resultados de una encuesta realizada con tal finalidad.

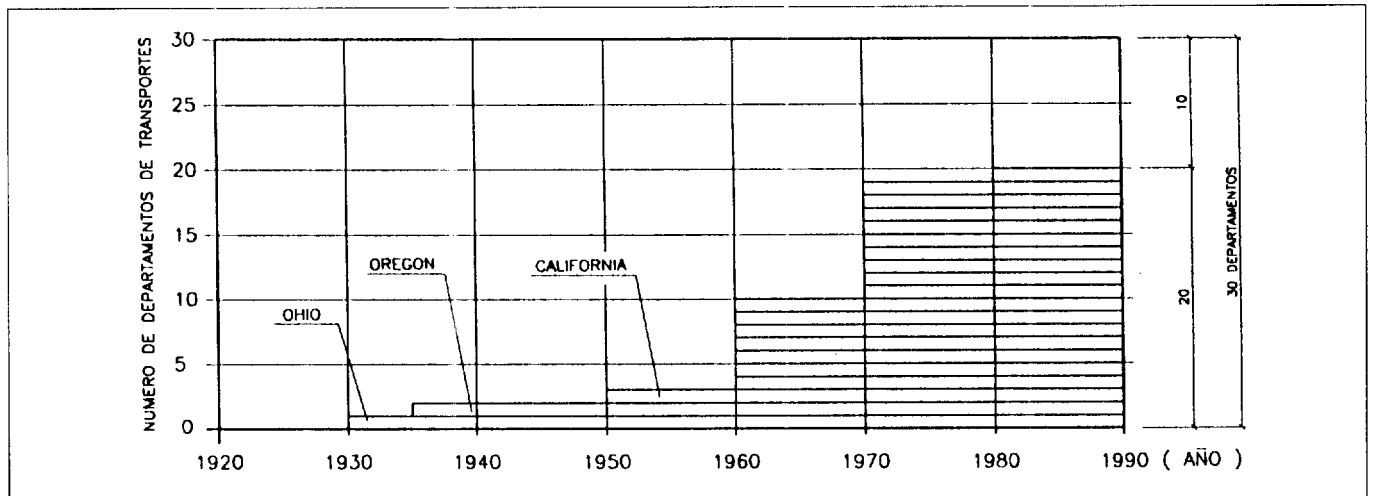


Figura 3.1 Empleo de estribos integrales en puentes continuos

Es aún más interesante reproducir la información resumida de las respuestas a otra encuesta realizada en 1990.

ESTADO	USO	CATEGORIA	LONGITUD								JUNTAS	CABEZAS PILOTE	PRIMER PUENTE	EL DE MAYOR LONGITUD			RELLENO	DESVENTAJAS	
			1	2	3	4	5	6	7	8				1	2	3			
ALABAMA	N																		
ARIZONA	S	3	X								NO	S	76	90		49	G	10,14	
ARKANSAS	N																	6	
CALIFORNIA	S	3	X	X							SI	S	50	73	79	73	G	10,14	
COLORADO	S	3	X	X	X						6	S	75			137	G	4	
FLORIDA	S	1	X								0	S	85		61		S.R.	S.R.	
GEORGIA	S	3		X		X					S.R.	S	77	104		145	S.R.	S.R.	
HAWAII	N		X	X							S.R.	S.R.	67			30	S.R.	3	
IDAHO	S	3	X	X							15	S	72	81	80	159	G	5,2,4	
ILLINOIS	S	3	X								6	S	86	70	30	76	G	6	
INDIANA	S	3		X							SI	S	72		46		G	NINGUNA	
IOWA	S	3			X	X					SI	S	64		40	91	G	2,3	
LOUISIANA	N																		
MICHIGAN	N	2		X							SI	S	70	76			G	S.R.	
MINNESOTA	S	3	X								SI	S	60	61			G	2,3	
MISSISSIPPI	N		X										40	9	12		S.R.	S.R.	
MISSOURI	S	1	X	X	X	X	X				15	S	60's	152	183		S.R.	2	
MONTANA	S	3	X	X							0	S	S.R.	46	33	70	G	4	
NEBRASKA	S	1		X							0	S	69	141		79	G	13	
NEVADA	S	3	X	X	X						0	S	74	90		162	G	NINGUNA	
NEW JERSEY	N																		
N.HAMPSHIRE	N																		
NEW MEXICO	S	3	X	X	X	X					NO	S	77	76		137	G	26	
N. CAROLINA	N																		
N. DAKOTA	S	1	X	X		X					6	N	60	107	30	137	G	1,2,3	
OKLAHOMA	S	1	X	X							5	S	79		85	64	G	10	
OREGON	S	3	X	X							NO	S	30		117	128	G	3	
PENNSYLVANIA	S	1	X	X							SI	S	36			76	G	8	
S. CAROLINA	S	1	X								6	S	74	67	46			S.R.	
S. DAKOTA	S	3	X	X	X						6	S	48	108	99		S.E.	NINGUNA	
TENNESSEE	S	3	X	X	X	X	X	X	X		0	S	70	127	140	283	G	NINGUNA	
TEXAS	N																	G	
UTAH	S	3	X	X	X						NO	S	60's	137	46	122		9	
VIRGINIA	S	1	X								NO	S	82	55			G	2,15	
WASHINGTON	S	1	X								NO	S	20		107		G	11,7	
W.VIRGINIA	N																		
WISCONSIN	S	3		X							NO	S	70	30	46	91	W.G.	7	
WYOMING	S	3	X	X							NO	S	60	108	61	52		S.R.	

- Columna 1. ESTADO: Nombre del estado que aporta la información.
- Columna 2. USO: Si se utilizan o no los puentes integrales (S=SI; N=NO)
- Columna 3. CATEGORIA: Categoría de la carretera donde habitualmente se utilizan puentes integrales. (1=estatal; 2=provincial; 3=todas)
- Columna 4. LONGITUDES MÁS FRECUENTES: Longitudes más frecuentes de los puentes integrales en cada estado. Los siguientes códigos numéricos se emplean para clasificar las diferentes longitudes:

1 < 60 m	5 = 150-180 m
2 = 60-90 m	6 = 180-210 m
3 = 90-120 m	7 = 210-240 m
4 = 120-150 m	8 > 240 m
- Columna 5. JUNTAS: Si se utilizan juntas de dilatación en las losas de transición, distancia a los estribos, en [m].
- Columna 6. CABEZAS PILOTE: Si se utilizan cabezas de pilote (S = SI; N= NO)
- Columna 7. PRIMER PUENTE: Año en que se construyó el primer puente integral en cada estado.
- Columna 8. PUENTE MÁS LARGO: Longitud en [m] del puente integral más largo construido con los siguientes materiales: (1) acero; (2) hormigón; (3) hormigón pre-tensado o post-tensado
- Columna 9. RELLENO: Tipo de material empleado detrás de los estribos (G= granular; W.G. = gravas de río; S.E.= sin especificar; y S.R.= sin respuesta)
- Columna 10. DESVENTAJAS: desventajas de los puentes integrales. Los números corresponden a las desventajas que figuran en la página siguiente, señaladas por varios estados.

Conviene destacar algunos de los datos de experiencias hasta 1990, recogidos en el cuadro:

- a) Son muchos los Estados que utilizan los puentes integrales, aunque entre los que respondieron a la encuesta hay once que no lo hacen.
- b) En general, las longitudes de los puentes integrales no superan los 90 metros, aunque hay siete Estados en los que se supera esta cifra. Cinco de ellos construyen puentes integrales hasta 150 m de longitud y en Tennessee se superan los 240 m de longitud.
- c) Las longitudes mayores construidas alcanzan los 150 m en el caso de puentes mixtos, 180 m en puentes de hormigón construidos "in situ" y 270 m en el caso de puentes de hormigón pretensado o postensado.

Es interesante también exponer los problemas que ha planteado, según los resultados de la encuesta, la construcción de puentes integrales (columna 10 de la tabla anterior):

1. El incremento de carga en el terreno puede provocar fisuras en los estribos.
2. No es posible resolver esviajes superiores a 20°.
3. Sólo es posible resolver puentes cortos.
4. Como consecuencia de la aparición de fisuras en el borde de los estribos, pueden aparecer baches en los extremos del puente o en las losas de transición.
5. La ejecución de puentes integrales obliga a pilotar los estribos, y no permite el uso de pozos perforados.
6. No existen métodos "racionales" para predecir su comportamiento; además, se desconocen las tensiones térmicas.
7. Se necesitan apeos provisionales en los puentes prefabricados.
8. Las grúas no se pueden colocar próximas a las vigas prefabricadas hasta que se hacen los rellenos (después de haber colocado las vigas). Por tanto, se necesitan grúas con plumas largas.
9. No existen detalles de la buena práctica para la unión de la losa de transición con el estribo.
10. Requieren losas de transición de mayor longitud.
11. Limitan la posibilidad de futuras modificaciones, como las ampliaciones.
12. Se pueden producir fisuras en las vigas, en los diafragmas de estribo o en las aletas.
13. Las aletas no se pueden anudar a los estribos.
14. Erosión en los terraplenes de los estribos por infiltración de agua.
15. Se producen problemas en el terreno cuando se construyen en una ladera con mucha pendiente.

En las numerosas publicaciones de experiencias norteamericanas sobre puentes integrales se encuentran, por otra parte, comentarios como los siguientes (NCHRP 141: Bridge Deck Joints):

"... se constata que los problemas y daños significativamente más importantes han sido provocados más por las juntas que por las tensiones secundarias que pretendían evitar. En consecuencia, los ingenieros de puentes son cada vez más conscientes de que deben tomar alguna precaución para prevenir los efectos de las tensiones secundarias, para alcanzar más simples y menos costosas estructuras con mayor integridad y durabilidad en su conjunto "

"... sólo se han producido daños menores por la presión de pavimentos rígidos..." "... no están esencialmente afectados por las sales de deshielo..." "... funcionan mucho tiempo sin apreciable mantenimiento o reparaciones..." "Son, en consecuencia, más económicos."

"En el Departamento de Transportes de Tennessee un ingeniero estructural puede medir su capacidad viendo hasta qué longitud puede tener un puente sin necesidad de colocar juntas de dilatación." (Loveall, 1985).

Es particularmente interesante la política establecida, a la vista de las experiencias acumuladas, por el Departamento de Transportes de Tennessee, que se expresa en el texto siguiente:

"En general, todos los puentes deberán ser continuos de un extremo a otro. No existirán otras juntas intermedias que las requeridas durante el proceso de construcción. Lo anterior es válido, tanto para juntas longitudinales como transversales."

"Las estructuras deben diseñarse para absorber los movimientos y las tensiones provocadas por las dilataciones y contracciones térmicas. Los ingenieros de puentes no deberían absorber estos movimientos utilizando innecesarias juntas de calzada y apoyos en el tablero. Esta solución crea más problemas que los que resuelve. El deterioro estructural debido a las filtraciones a través de las juntas y a las congelaciones en la zona de apoyos, habitualmente significa que se tienen serios problemas de mantenimiento.

Para eliminar estos problemas, es nuestra política proyectar y construir puentes con superestructuras continuas, con conexiones fijas e integrales a las subestructuras, y sin juntas de calzada a menos que sean absolutamente necesarias. Cuando las juntas de calzada sean necesarias se colocarán sólo en estribos."

Si bien la experiencia americana en la utilización de puentes integrales, para luces pequeñas y moderadas es muy satisfactoria, la incertidumbre en la evaluación de los factores que influyen en su comportamiento se manifiesta en las variadas soluciones que se están utilizando en diferentes Estados. Como muestra, en las siguientes páginas, figuran algunas de las más características.

Los detalles constructivos representados tienen muchos rasgos en común y, entre ellos, la utilización de pilotes metálicos hincados cuya flexibilidad permite los movimientos horizontales del tablero y la integración de la losa de transición en el rígido encuentro del diafragma del tablero que, a su vez, recoge la cabeza de los pilotes.

Existen algunos ejemplos en obras menores de puentes integrales, en los que se prescinde de los pilotes flexibles y en los que la silla apoya directamente sobre el terreno natural o terraplén de acceso. Así sucede, por ejemplo, con los detalles que figuran en un documento de tipificación de puentes pequeños, con longitudes de 30 metros preparado por el "Concrete Reinforcing Steel Institute".

Más recientemente, también en Estados Unidos, está surgiendo un tipo de puentes llamados semi-integrales, en los que se disponen apoyos de neopreno entre el tablero, al que se da continuidad con la losa de transición, y la silla.

La Administración americana ha promovido diversos trabajos de investigación sobre la cuestión. Entre ellos podemos citar:

- National Cooperative Highway Research Program. Synthesis of Highway Practice 159. *Design and Construction of Bridge Approaches*. TRB, National Research Council, July 1990.

- Burke, M.P. *Integral Bridges*. Transportation Research Record 1275, TRB, National Research Council, Washington, D.C., Jan. 1990.
- GangaRao, H.V.S. and H.K. Thippeswamy. *Study of Jointless Bridge Behavior and Development of Design Specifications*. WVDOH Research Project Report. Constructed Facilities Center, West Virginia University, Morgantown. Oct. 1994.
- Wolde-Tinsae, A.M., J.E. Klinger, M. Masi, P. Albrecht, J. White, and N. Buresli. *Performance and Design of Jointless Bridges*. FHWA Final Report. Department of Civil Engineering, University of Maryland, College Park, June 1987.

En el Reino Unido, desde finales de los 80, se ha despertado un gran interés por las experiencias norteamericanas con puentes integrales. En julio de 1993 el grupo inglés de la IABSE celebró el "Henderson Meeting" que reunió durante dos días a 34 expertos de ocho países (Reino Unido, Holanda, U.S.A., Bélgica, Italia, Francia, Japón y Dinamarca) bajo el lema: "Hacia puentes sin juntas". Las aportaciones a la reunión han sido recogidas por el ingeniero Brian Pritchard en un libro titulado *Continuous and Integral Bridges*.

También la Administración británica ha elaborado recientemente documentos que ponen énfasis en la necesidad de que la concepción y los detalles de los puentes tengan en cuenta los problemas relacionados con la durabilidad y la conservación de juntas. En dichos documentos se prohíben, con carácter general, las juntas a medio tablero. Y se dice, expresamente (Art. 23 del documento DMRB 1.3.7), lo siguiente:

"En principio los puentes con longitudes inferiores a 60 metros y con esviajes inferiores a 30º, deberán ser diseñados como puentes integrales, con estribos unidos directamente al tablero sin juntas de construcción o expansión. Cuando el proyectista considere que dicha forma de construcción, conocida como construcción integral o estructura continua, no es apropiada, por ejemplo cuando sean previsibles grandes asientos diferenciales o donde una excepcional coacción pudiese provocar tensiones inaceptables en el tablero, podrán ser utilizadas construcciones articuladas con el acuerdo del Organismo de Supervisión."

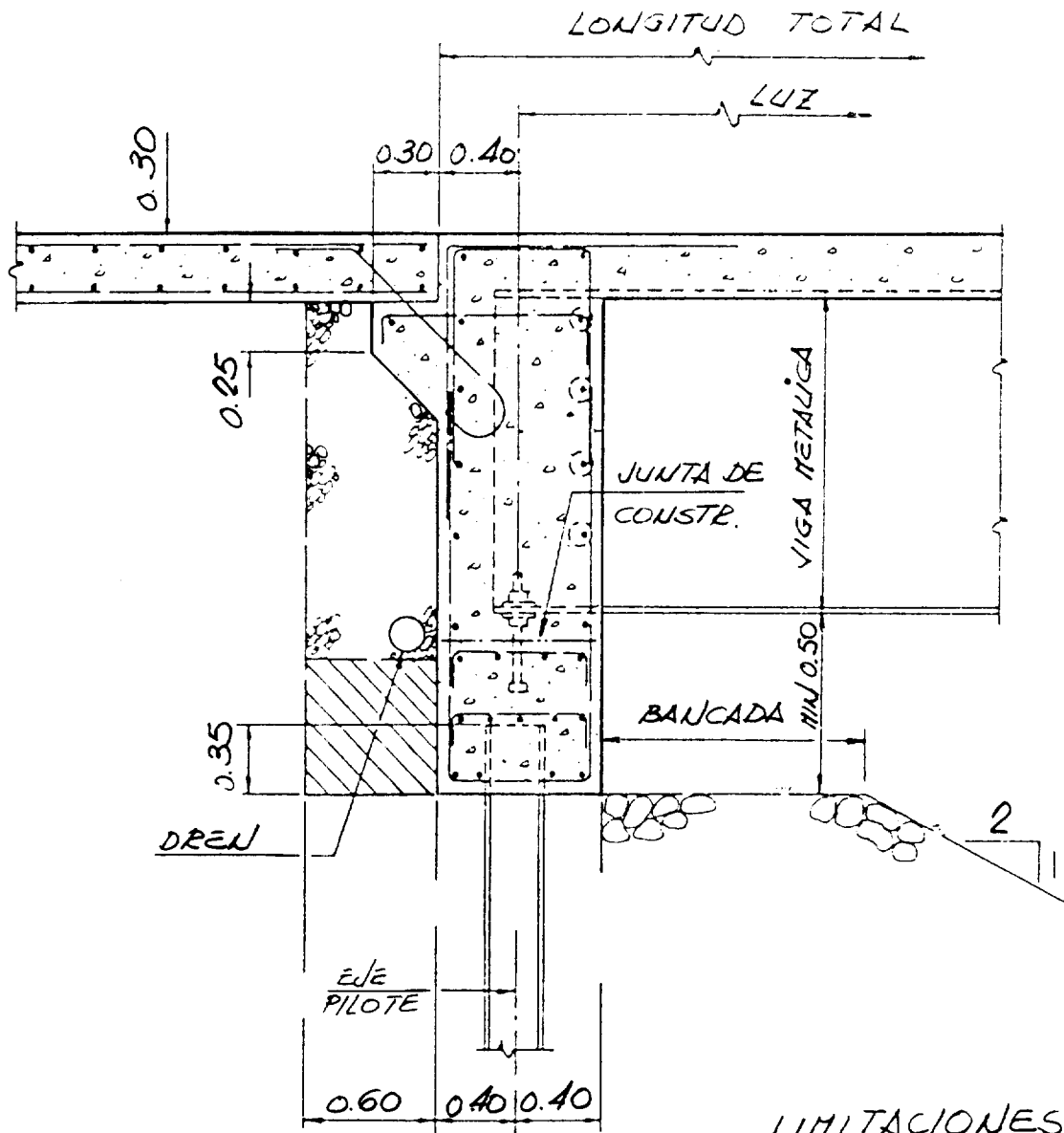
Adjunto figura un gráfico incluido en el citado documento inglés.

En Suiza, para puentes muy cortos, con longitudes inferiores a 30 metros, se eliminan las juntas y se utilizan detalles como los que figuran a continuación.

En Dinamarca, se permiten puentes sin juntas en estribos hasta unos 100 metros de longitud y existen diversos puentes integrales construidos. Normalmente no se exigen cálculos específicos para justificar la solución.

En Japón, se ha construido ya el primer puente integral (Naibekoshinai River Bridge), constituido por un tablero continuo de tres vanos con sección en cajón de hormigón pretensado y una longitud total de unos 110 metros.

**GRÁFICOS CON DETALLES CARACTERÍSTICOS
DE PUENTES INTEGRALES
EN EE UU, REINO UNIDO Y SUIZA**

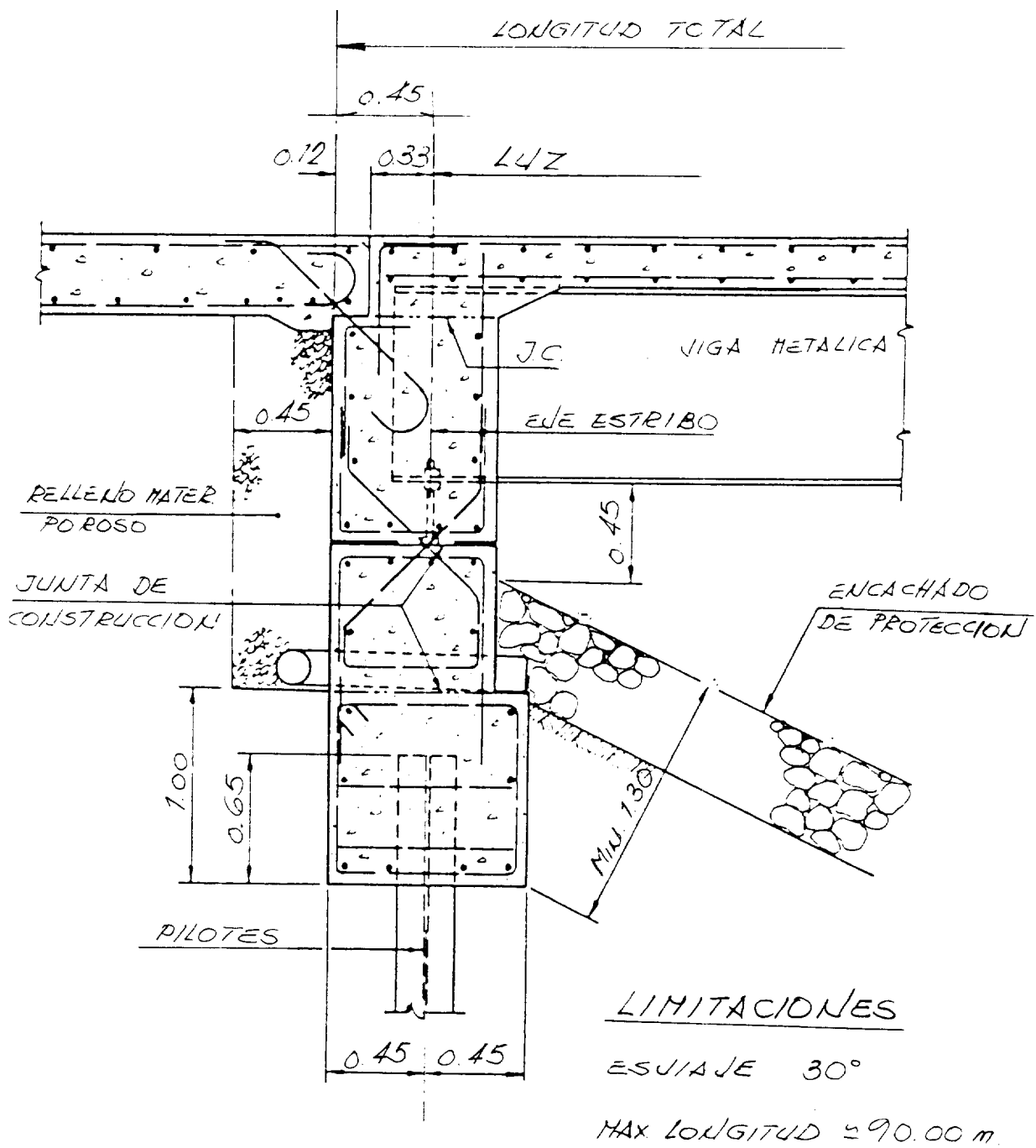


LIMITACIONES

ESUIAJE 45°
 LONG. TOTAL ~ 120 m.

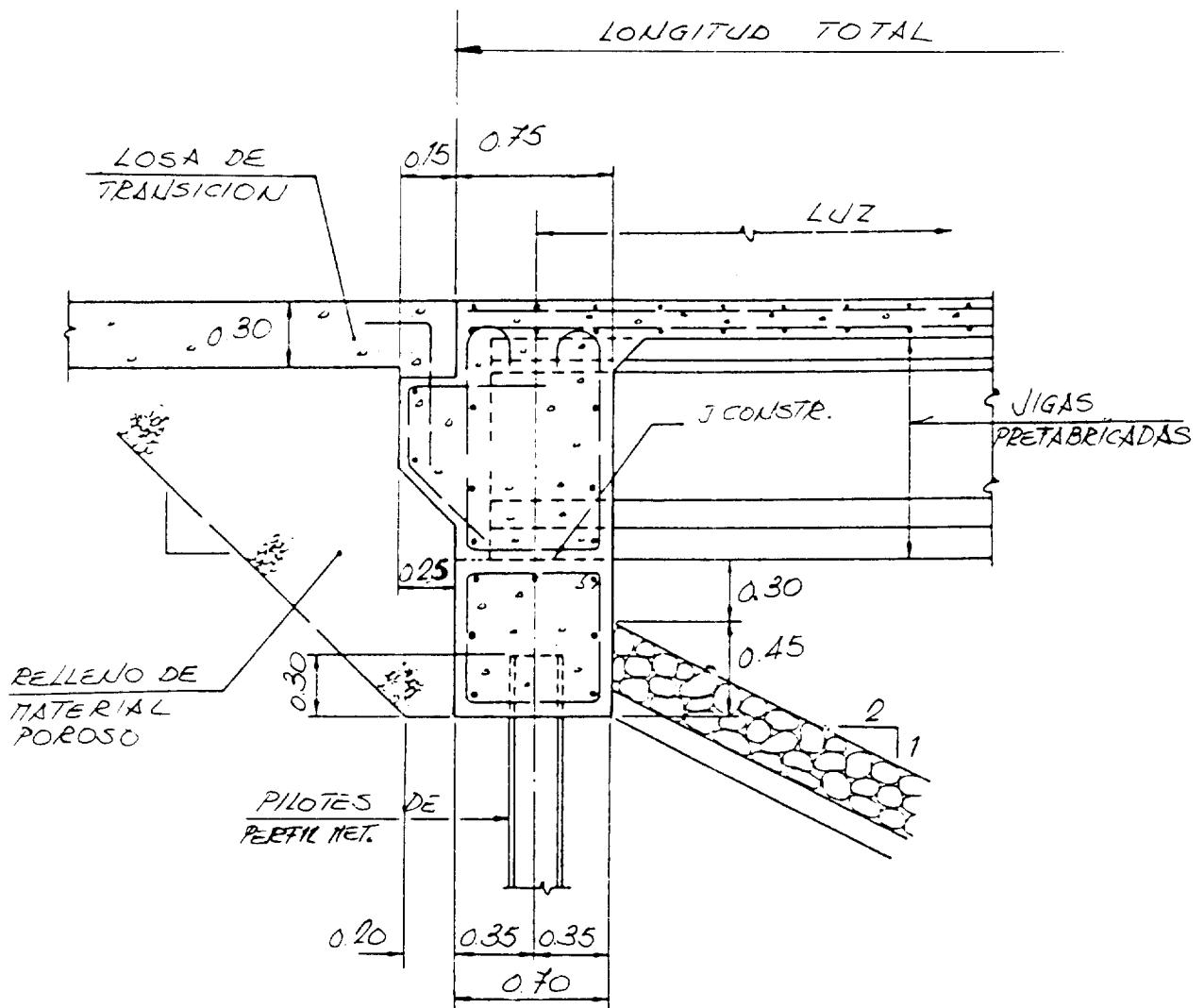
TENNESSEE

Figura 3.2 Detalles constructivos de la práctica en EE UU



OHIO

Figura 3.3 Detalles constructivos de la práctica en EE UU



LIMITACIONES

LONG. MAX. EN ACERO - 60.00 m.

LONG. MAX. EN HORMIGON - 90.00 m.

ESVAJAJE MAXIMO 30°

ILLINOIS

Figura 3 4 Detalles constructivos de la práctica en EE UU

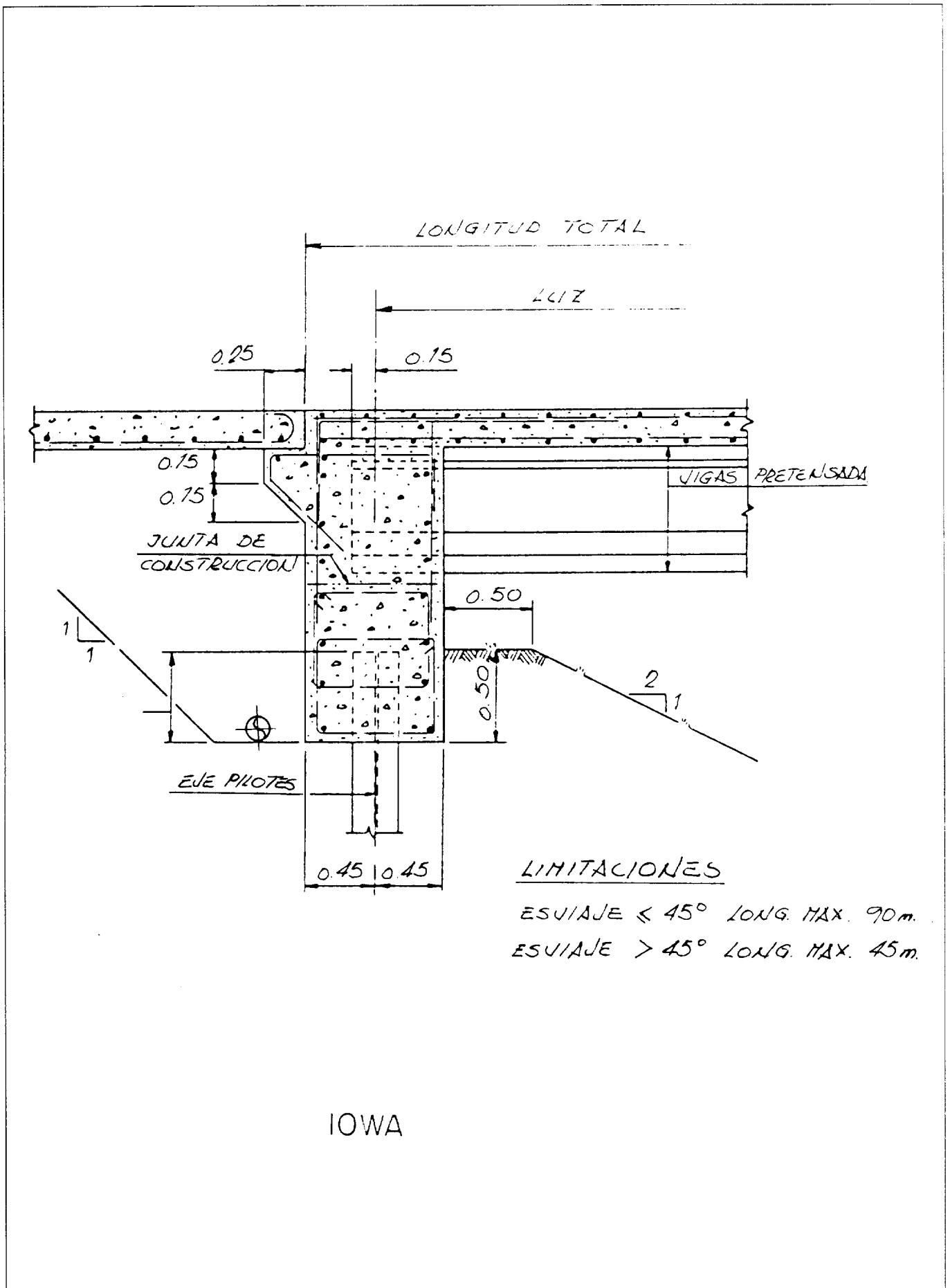


Figura 3.5 Detalles constructivos de la práctica en EE UU

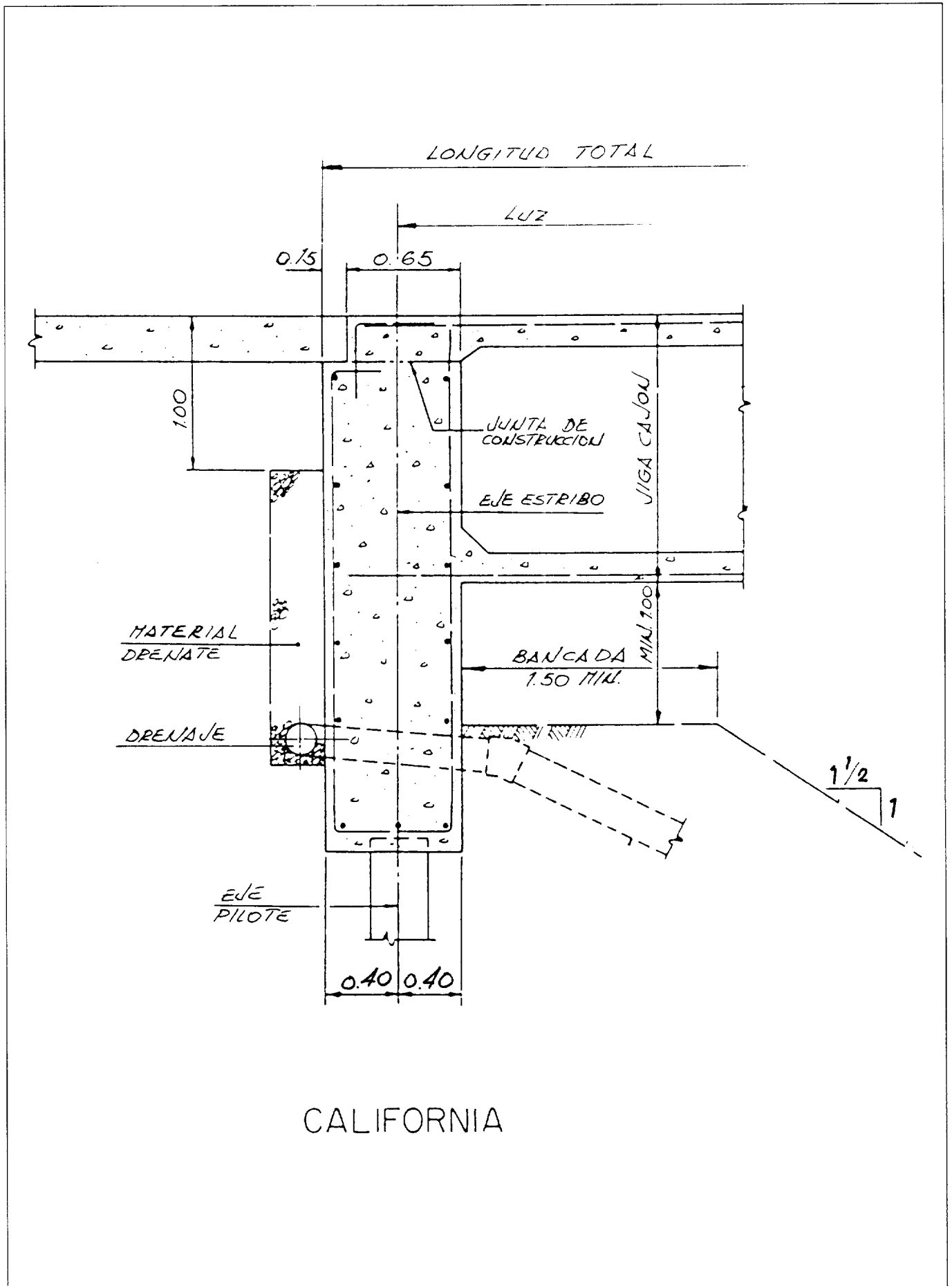


Figura 3.6 Detalles constructivos de la práctica en EE UU

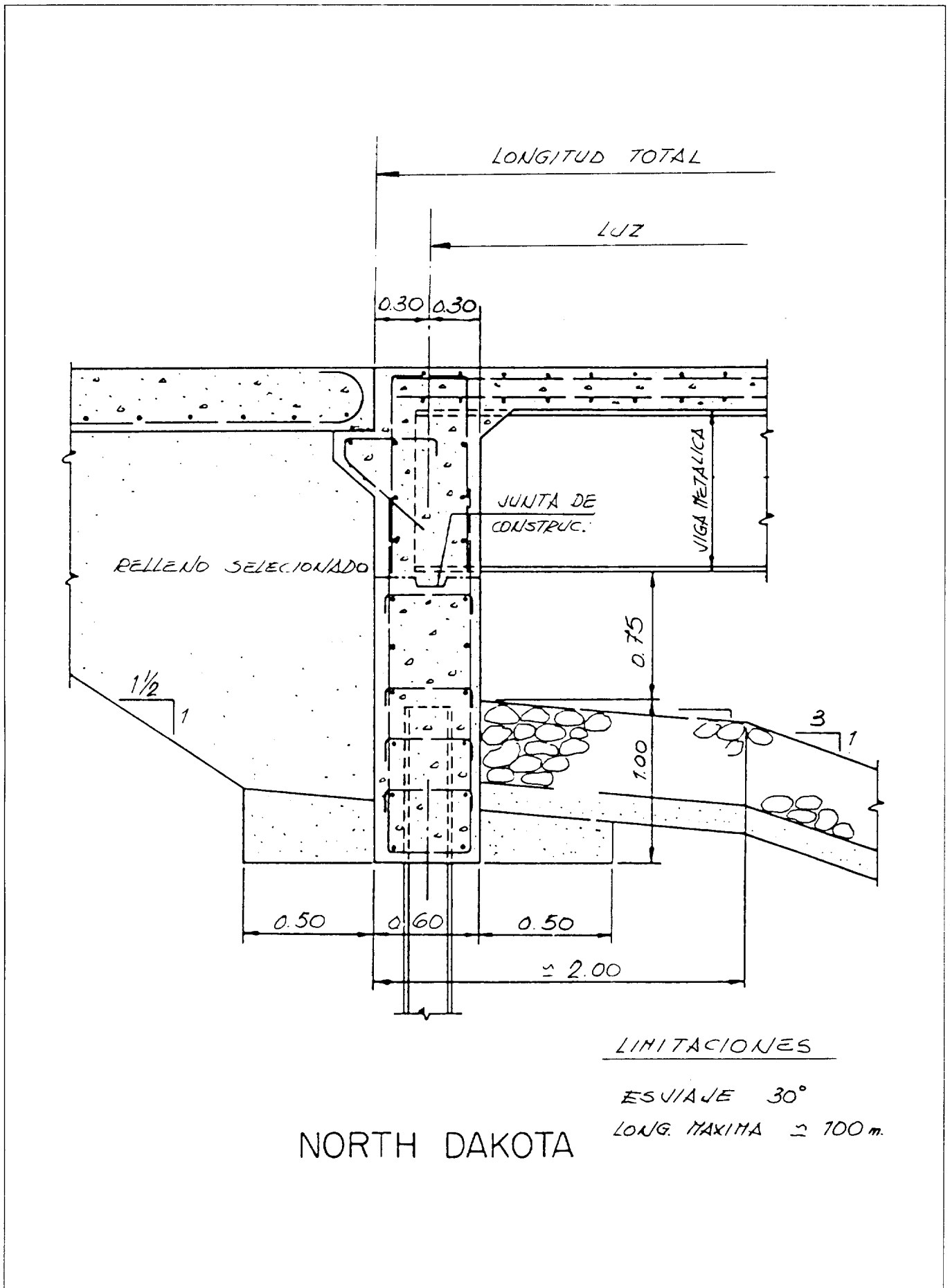
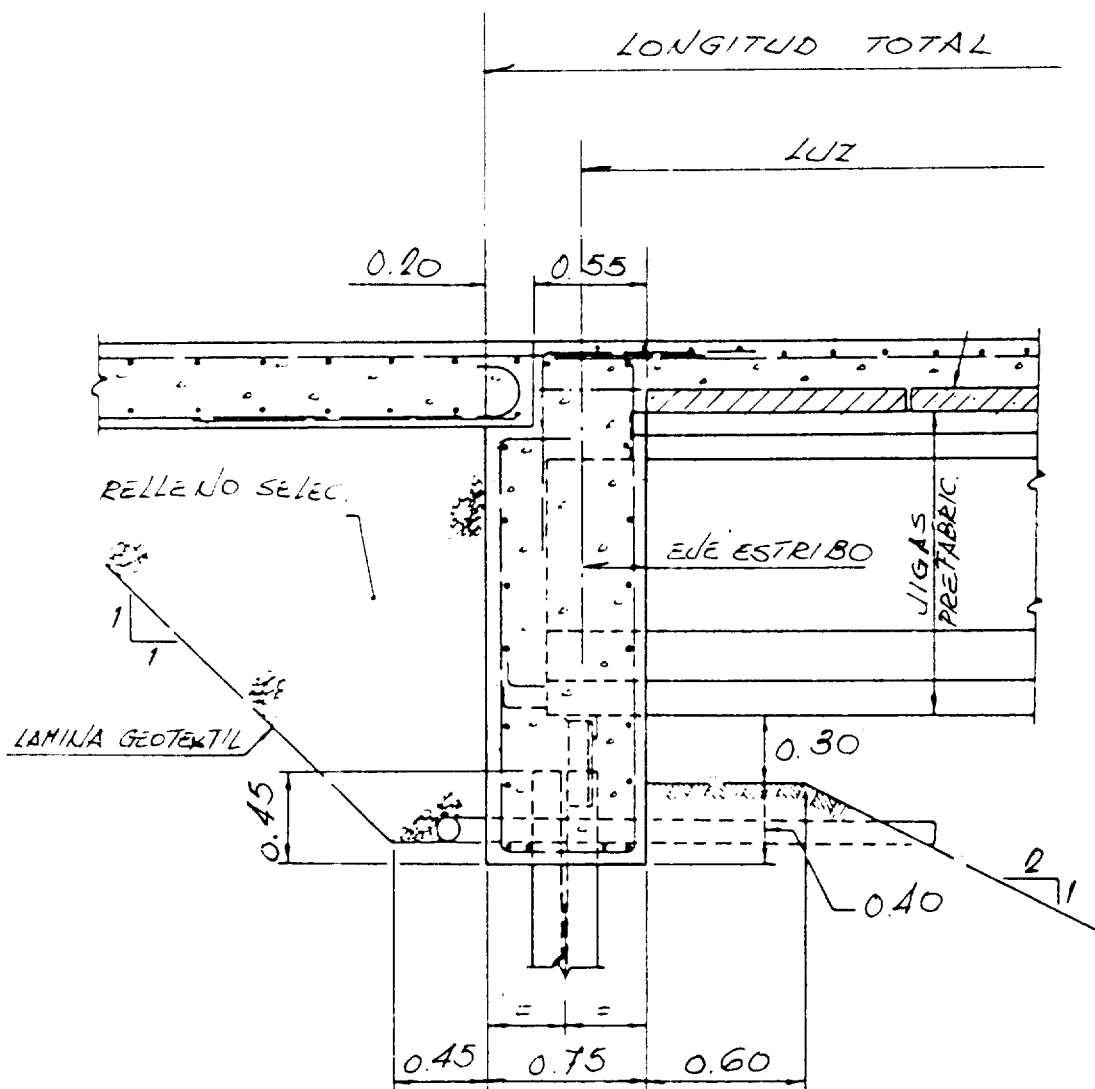


Figura 3.7 Detalles constructivos de la práctica en EE UU



PENNSYLVANIA

Figura 3.8 Detalles constructivos de la práctica en EE UU

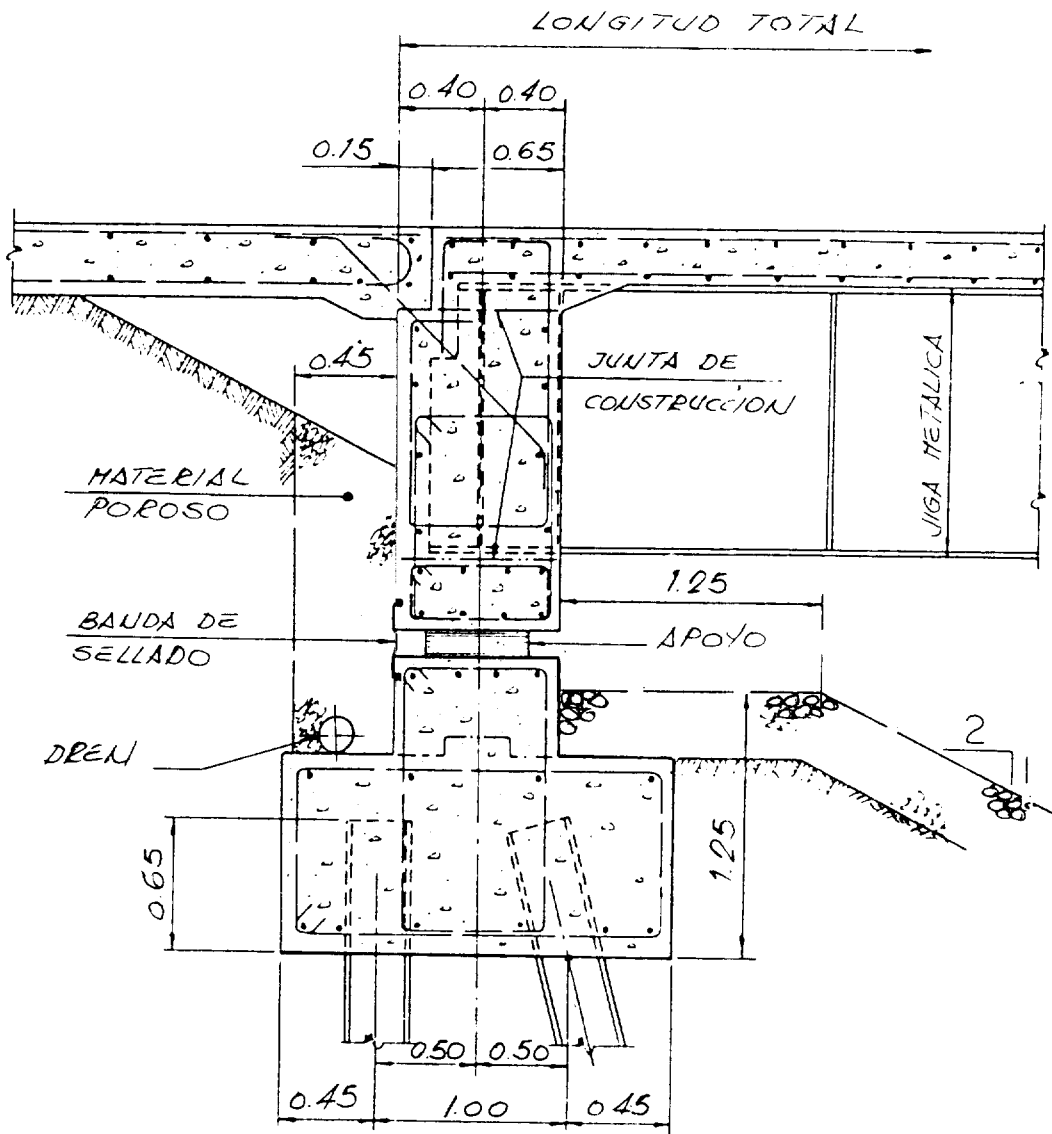
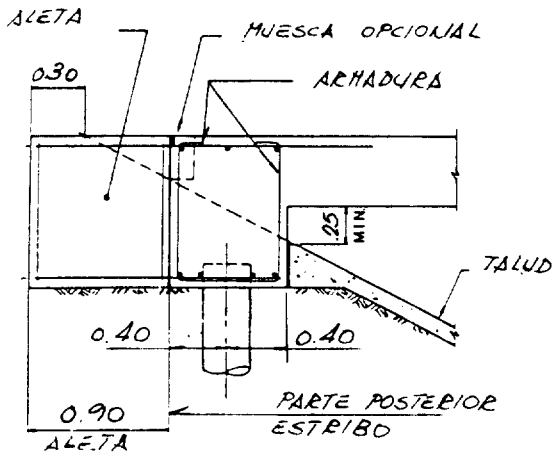
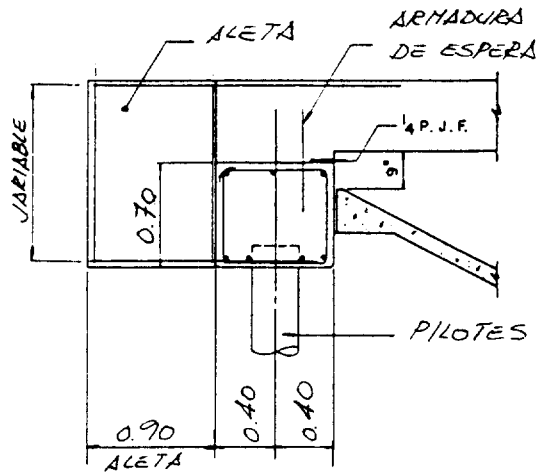


Figura 3.9 Detalles constructivos de la práctica en EE UU

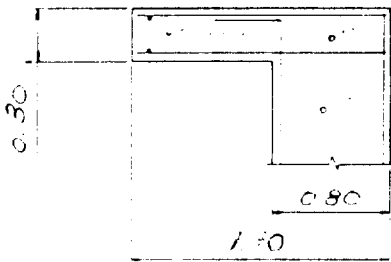


SECCION ESTRIBOS (TIPO - I)

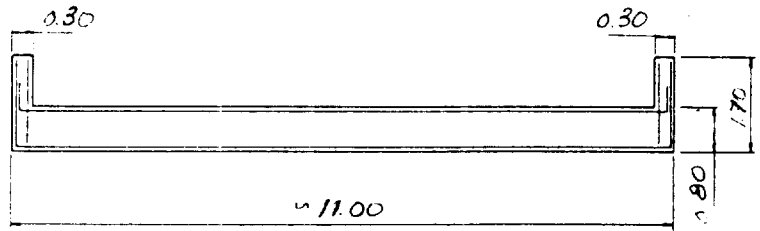


SECCION ESTRIBOS (TIPO - II)

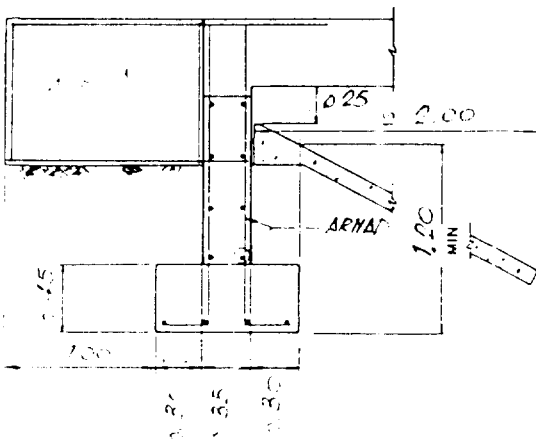
ESTRIBOS CON ALETAS



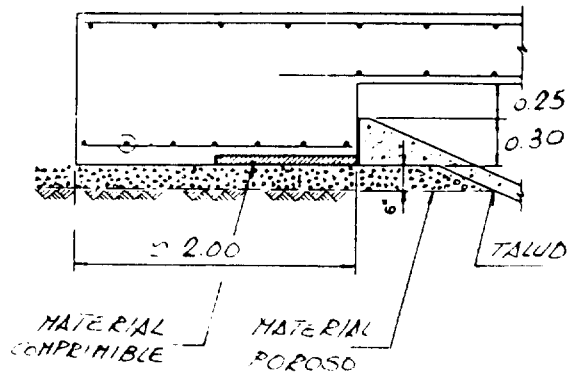
DETALLE DE ALETA



PLANTA ESTRIBO



SECCION ESTRIBOS (TIPO - III)



SECCION ESTRIBOS (TIPO - IV)

Figura 3.10 Detalles de puentes tipo según CRSI (EE UU)

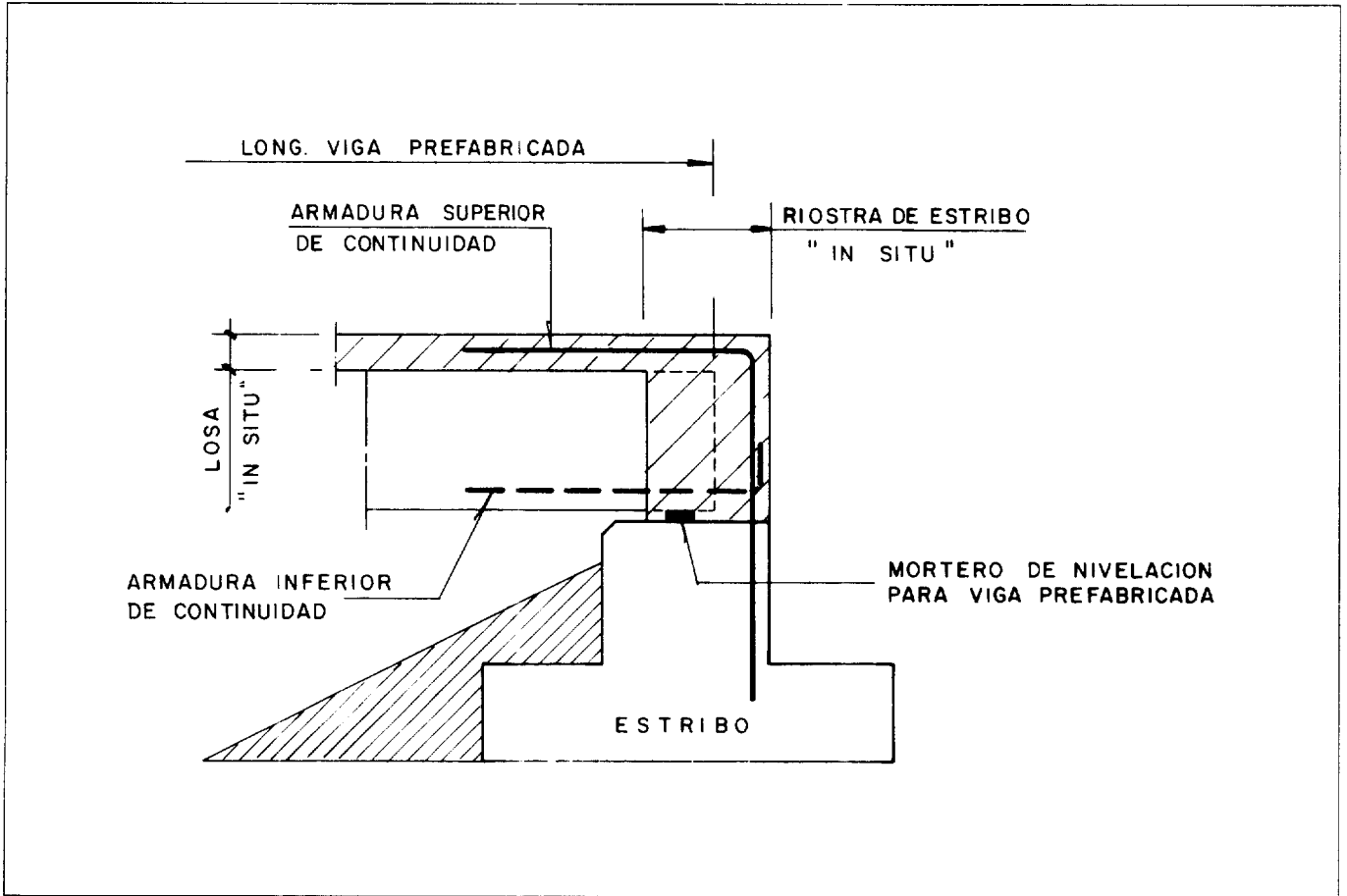


Figura 3.11 Detalle según Recomendaciones británicas (BA 57/95, Parte 8)

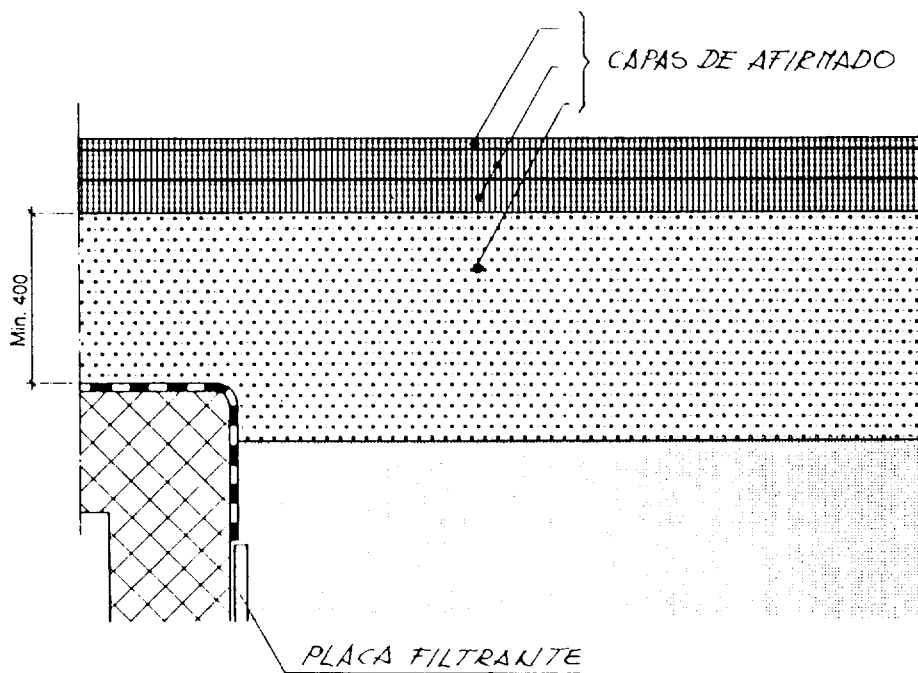
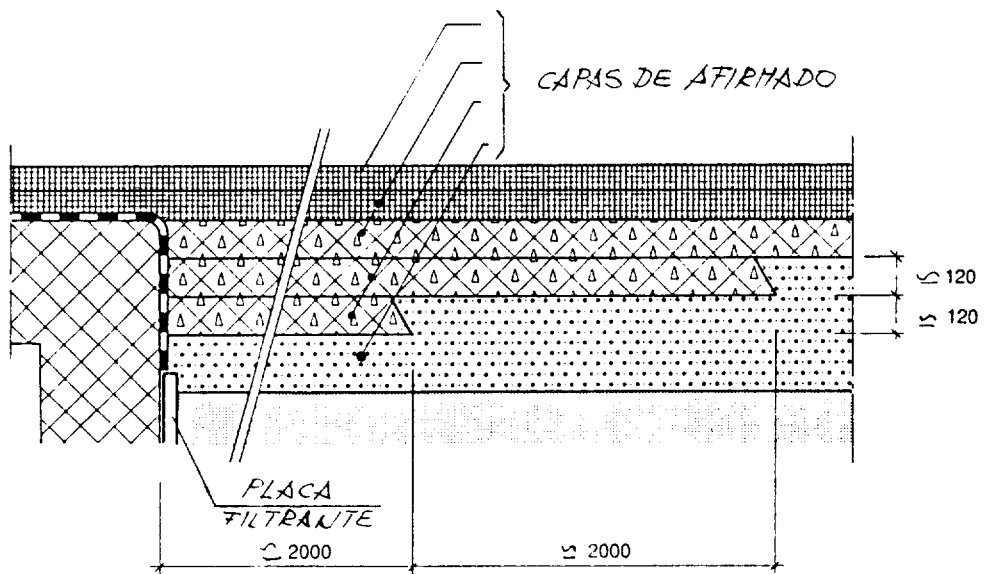


Figura 3.12 Detalles constructivos de la práctica suiza

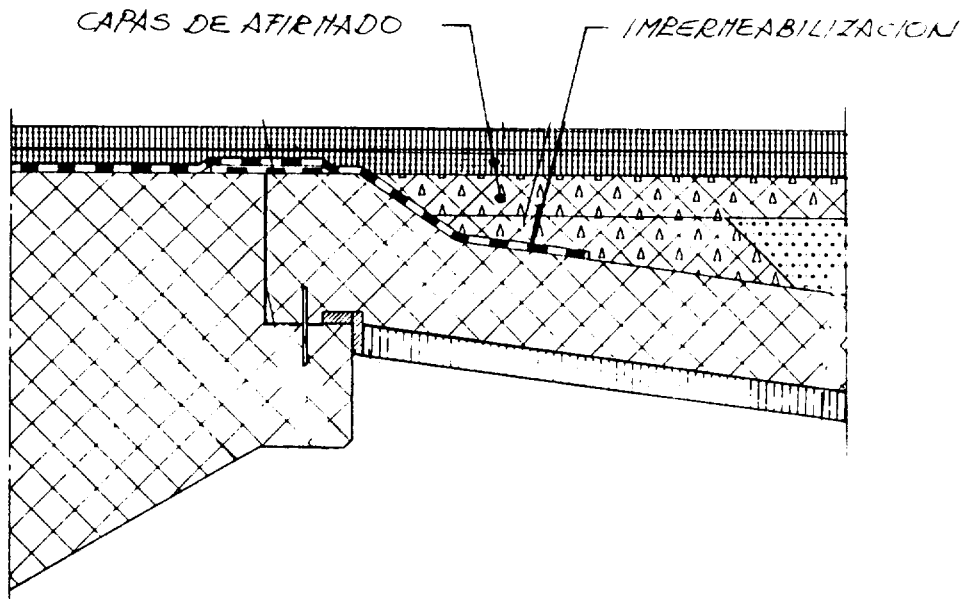
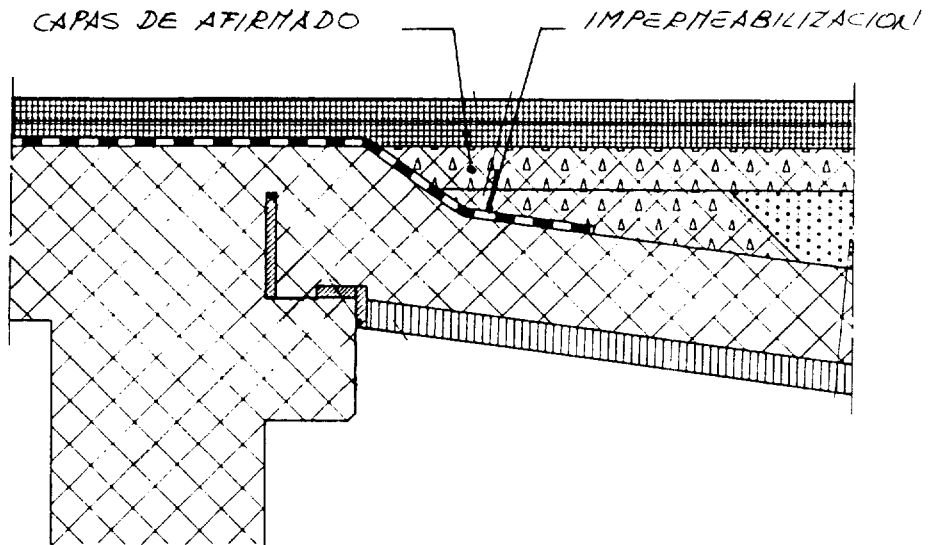


Figura 3.13 Detalles constructivos de la práctica suiza

CAPAS DE AFIRMA DO

IMPERMEABILIZACION

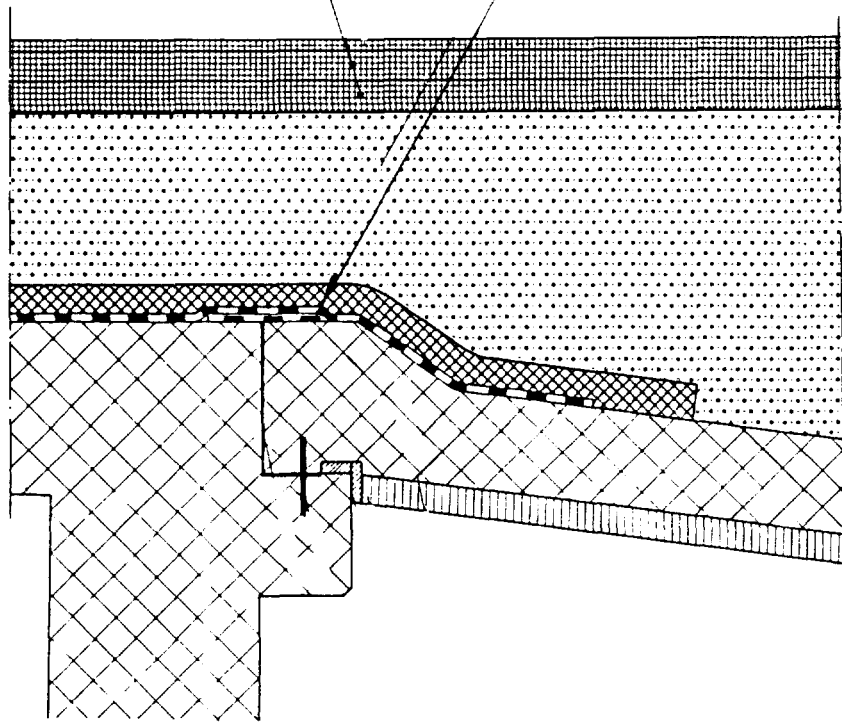


Figura 3.14 Detalles constructivos de la práctica suiza

4.

ORIGEN DE LOS MOVIMIENTOS DE LOS PUENTES

4.1. INTRODUCCIÓN

Junta y apoyos de puentes han nacido para favorecer el movimiento de los puentes y mitigar o anular los esfuerzos que generaría su coacción. Por ello, es necesario pasar revista a las causas que generan dichos movimientos, evaluar su importancia y, así, poder justificar la viabilidad de los puentes integrales y el ámbito en el que, razonablemente, pueden ser aplicados.

En lo que sigue a continuación, nos referiremos a las causas que provocan movimientos horizontales. Obviamente las acciones gravitatorias generan rotaciones significativas que determinan las características de los apoyos y pueden influir en el comportamiento de las juntas. En los puentes integrales, se coaccionan dichas rotaciones y, por tanto, se generan esfuerzos en la estructura por este concepto, que se pueden evaluar cuando se modeliza adecuadamente el comportamiento estructural.

Entre las causas que originan los movimientos horizontales, se pueden identificar tres grupos diferenciados:

- a) *Movimientos intrínsecos de las estructuras*, como son los producidos por retracción, pretensado, fluencia y temperatura.
- b) *Movimientos debidos a las cargas exteriores*, entre los que se encuentran los debidos al viento y sismo, y los que tienen por causa la utilización del puente: provocados por las fuerzas de frenado y fuerzas centrífugas en puentes curvos.
- c) *Movimientos debidos al terreno*, entre los que se incluyen los provocados por los asentos del terreno de cimentación y de los terraplenes de acceso, y los provocados por los empujes del terreno.

4.2. MOVIMIENTOS INTRÍNSECOS DE LAS ESTRUCTURAS

4.2.1. Retracción

Los valores finales de la retracción del hormigón y su evolución en el tiempo, así como los factores que influyen en la magnitud y evolución de los movimientos generados por dicho concepto, están claramente especificados en la Instrucción EHE.

Los valores finales más frecuentes, en el caso de elementos de hormigón armado o postensado de puentes, suelen situarse generalmente en el rango de deformaciones unitarias ϵ_r , de 250×10^{-6} a 300×10^{-6} .

En cuanto a su influencia en los puentes integrales, conviene diferenciar entre el movimiento que se produce en la sección del tablero sobre los pilotes de cimentación del estribo y en el movimiento al final de la losa de transición. Los pilotes estarán unidos al tablero desde el momento del hormigonado y, por tanto, estarán afectados por el valor total de la retracción. El pilote no ofrece coacción efectiva al acortamiento provocado por la retracción y, por consiguiente, el acortamiento horizontal total en cabeza de pilote será:

$$\Delta L = \epsilon_r \frac{L}{2}$$

siendo L la distancia entre ejes de estribos.

La losa de transición conviene hormigonarla lo más tarde posible, y conseguir con ello que el acortamiento horizontal generado por la retracción sea solamente una parte de su valor total:

$$\Delta \varepsilon_r = \varepsilon_r - \varepsilon_{r,t}$$

siendo $\varepsilon_{r,t}$ el valor de la retracción en el tiempo t , transcurrido entre el hormigonado del tablero y el hormigonado de la losa de transición.

Llamando L_t a la longitud de dicha losa, el acortamiento correspondiente será:

$$\Delta L_t = \Delta \varepsilon_r \frac{L_t}{2} + \varepsilon_r L_t$$

Por otra parte, hay que distinguir tres tipos de puentes:

- puentes de hormigón postensado
- puentes de vigas prefabricadas de hormigón
- puentes de tablero mixto

En el primer caso, el tablero de hormigón postensado se construirá *in situ* y el valor de la retracción a tomar en cuenta en los cálculos de los acortamientos será el que se ha expuesto anteriormente.

Sin embargo, en el caso de los puentes de tablero mixto, el acortamiento por retracción de la losa de hormigón se verá coaccionado por el cajón o las vigas metálicas y, por ello, el valor corregido de la retracción a considerar en los cálculos será:

$$\varepsilon_{r,c} = \varepsilon_r \frac{A_n}{A_n + nA_a}$$

siendo:

- A_n área de la sección de hormigón
- A_a área de la sección metálica
- n coeficiente de equivalencia, entre los módulos de elasticidad del acero y hormigón

A estos efectos, se puede tomar $n = 12$.

Para las geometrías habituales en puentes de luces reducidas, la relación $A_n/(A_n + n \cdot A_a)$ puede estar en el entorno de 0,70, lo que significa una reducción significativa del valor de la retracción que se debe considerar en el cálculo de los acortamientos.

Otro tanto ocurre en el caso de tableros de vigas prefabricadas, coronadas por una losa de hormigón hecha *in situ*, aunque en este caso hay que evaluar la parte de retracción que se ha producido en las vigas hasta el momento de hormigonado del tablero, y tomarlo en consideración en la evaluación del parámetro de reducción.

4.2.2. Pretensado

Lógicamente, la precompresión en el hormigón del tablero se traduce en acortamientos, que tienen dos componentes: uno instantáneo y otro diferido.

El cálculo de los acortamientos, instantáneos y diferidos, es el que habitualmente se realiza en los puentes convencionales de hormigón pretensado o postensado y no tiene sentido reiterar aquí los procedimientos de cálculo. Pero sí es interesante re-

cordar el orden de magnitud de las deformaciones que genera el pretensado y de las consecuencias que se derivan para el caso de los puentes integrales.

A este respecto, conviene distinguir varios tipos de tableros:

- hormigón *in situ* postensado: — losas macizas
— losas aligeradas
— cajones...
- vigas de hormigón pretensado prefabricadas

El orden de magnitud, que en cualquier caso hay que precisar con los oportunos cálculos adaptados a las características del puente concreto que se esté analizando, puede ser:

- Acortamientos instantáneos, ϵ

losas macizas:	120×10^{-6}
losas aligeradas:	180×10^{-6}
cajones:	240×10^{-6}
vigas prefabricadas:	360×10^{-6}

- Acortamientos diferidos $\epsilon_{\infty} = \phi \epsilon$

Tomando un valor medio $\phi = 2,5$ tendríamos:

losas macizas:	300×10^{-6}
losas aligeradas:	450×10^{-6}
cajones:	600×10^{-6}
vigas prefabricadas:	900×10^{-6}

- Acortamientos totales: $\epsilon_i + \epsilon_{\infty}$

losas macizas:	420×10^{-6}
losas aligeradas:	630×10^{-6}
cajones:	840×10^{-6}
vigas prefabricadas:	1260×10^{-6}

Comparando estos valores -que, siendo órdenes de magnitud, pueden en la práctica variar entre límites muy amplios- con los de los otros factores que influyen en los movimientos de los puentes, se pone de manifiesto su importancia, de la que a su vez se deriva una serie de consecuencias prácticas importantes.

En primer lugar, resulta evidente que la utilización de soluciones pretensadas en puentes integrales está fuertemente penalizada. Solamente es posible su uso en puentes muy cortos o en puentes de longitudes moderadas, con losas postensadas. En las soluciones prefabricadas, lógicamente, las deformaciones instantáneas que se producen en el taller de prefabricación no influyen en el comportamiento del tablero y lo mismo ocurre con una parte de las deformaciones diferidas. Pero siendo éstas tan importantes, es necesario evaluar cuidadosamente cuál es la parte de fluencia que resta por producirse cuando se integra el tablero con el cimiento. Es por otra parte, muy importante, de manera análoga a lo que ya se ha comentado al tratar de la retracción, la coacción al acortamiento por fluencia residual que genera la losa del tablero. Por todo ello, la deformación unitaria que hay que tomar en consideración en la evaluación de los acortamientos originados por pretensado en los tableros de vigas, puede ser del orden de 300×10^{-6} . La cifra real será tanto más pequeña cuanto más tiempo haya transcurrido desde la prefabricación en taller hasta que se dé continuidad al tablero; por ello, conviene dejar las juntas abiertas entre tableros, y entre

éstos y los estribos, hasta el último momento.

Lo anteriormente expuesto contribuye a explicar por qué en Estados Unidos no es frecuente el uso de tableros de hormigón postensado, construidos *in situ*, con el concepto de puente integral. Las referencias más frecuentes tratan de puentes de hormigón con vigas prefabricadas, pequeños puentes de hormigón armado y puentes de estructura mixta.

Por otra parte, una forma de paliar los efectos de los acortamientos debidos al postensado será la de retrasar la conexión del tablero con el cimientto hasta después de haber llevado a cabo el tesado. Otra forma será también el uso de puentes semi-integrales, en los que el tablero se puede desplazar en relación con el cimientto al no estar éste rígidamente unido a aquél.

4.2.3. Temperatura

Los efectos causados por la temperatura son los que mayor trascendencia tienen en la concepción de puentes integrales y los que más condicionan los límites de utilización de este tipo de puentes.

Ello es debido no solamente a la magnitud de las deformaciones que provocan, sino al hecho de que se trata de deformaciones alternadas que se producen durante toda la vida de la estructura. Lo que contrasta con los efectos de la retracción y fluencia, que producen exclusivamente acortamientos y que acaban cesando prácticamente al cabo de muy pocos años.

Teniendo en cuenta que las consecuencias de las variaciones de temperatura pueden ser determinantes para los puentes integrales, es necesario evaluar con precisión los valores a utilizar en los cálculos.

En tal sentido, y a efectos comparativos, se relacionan a continuación algunos de los datos que figuran en diversos documentos:

1) IAP, Instrucción de acciones en puentes de carretera

Teniendo en cuenta la *región climática*, el tipo de estructura y el canto del tablero, los valores máximo y mínimo de la variación uniforme de temperatura son los siguientes:

- *Puentes de hormigón*

Losas macizas	23 °C	a	45 °C
Losas aligeradas	23 °C	a	44 °C
Cajones.....	24 °C	a	44 °C
Vigas.....	25 °C	a	47 °C

- *Puentes metálicos*

Cajones.....	36 °C	a	56 °C
Vigas metálicas.....	35 °C	a	57 °C

Para los puentes mixtos, igual que en la antigua Instrucción, se define un rango de variación que, prácticamente, es de 20°C en el hormigón y 35°C en el acero en caso de calentamiento, y de -20°C a -35°C en caso de enfriamiento. Así, la va-

riación media de temperatura estará comprendida entre los dos valores extremos de 40°C y 70°C.

2) Technical memorandum on expansion joints for use in highway bridge decks, n.º BE6 (Reino Unido. Ministry of Transport)

Los valores extremos de temperaturas y los rangos de variación, son los siguientes:

- *Puentes metálicos* + 49°C a - 7°C ($\Delta T = 56^\circ\text{C}$)
- *Puentes mixtos*..... + 43°C a - 7°C ($\Delta T = 50^\circ\text{C}$)
- *Puentes de hormigón:*
- Cajones o vigas..... + 38°C a - 7°C ($\Delta T = 45^\circ\text{C}$)
- Losas macizas + 32°C a - 7°C ($\Delta T = 39^\circ\text{C}$)

3) AASHTO Bridge specifications (15ª edición, 1992. EE UU)

• *Puentes de acero*

- Clima moderado - 18°C a 49°C ($\Delta T = 67^\circ\text{C}$)
- Clima frío - 29°C a 49°C ($\Delta T = 78^\circ\text{C}$)

• *Puentes de hormigón*

- | | ascenso | descenso | |
|----------------------|---------|----------|-----------------------------------|
| Clima moderado | 17°C | 22°C | ($\Delta T = 41^\circ\text{C}$) |
| Clima frío | 20°C | 25°C | ($\Delta T = 45^\circ\text{C}$) |

4) DIN 1072, Road and foot bridges design loads, (Dic. 85, Alemania)

- *Puentes metálicos* $\Delta T = \pm 35^\circ\text{C}$ ($\Delta T = 70^\circ\text{C}$)
- *Puentes mixtos* $\Delta T = \pm 35^\circ\text{C}$ ($\Delta T = 70^\circ\text{C}$)
- *Puentes de hormigón*..... $\Delta T = + 20^\circ\text{C}$ a -30°C ($\Delta T = 50^\circ\text{C}$)

5) Integral bridge abutment details in practice and in theory (E C. Hambly, TRL)

El autor recuerda valores de normas británicas (BSI, 1978; Department of Transport, 1989):

- *Puentes de hormigón:* variación de temperatura para un período de retorno de 120 años: +35°C y - 11°C ($\Delta T = 46^\circ\text{C}$)
- *Puentes mixtos* (20% mayor): ($\Delta T = 55^\circ\text{C}$)
- *Puentes de acero* (50% mayor): ($\Delta T = 68^\circ\text{C}$)

Considera, por otra parte, que una posible explicación de los escasos daños que se suelen apreciar en los puentes integrales, es que las variaciones máximas establecidas se producirán una vez a lo largo de la vida de un puente, y que son las variaciones más frecuentes, como en el caso de la fatiga de los materiales, las que pueden provocar daños. Pero al aumentar el número de ciclos, la variación de temperatura se reduce.

Así, como orden de magnitud y basándose en medidas de algún puente de hormigón, considera que las variaciones efectivas de temperatura, en un período de un día, no superan los 4,5°C, las variaciones mensuales pueden suponer 16°C y las varia-

ciones anuales no alcanzan los 32°C. Por tanto, a mayor número de ciclos, menores variaciones y menores desplazamientos alternados, lo que favorece el comportamiento del puente integral.

4.3. MOVIMIENTOS DEBIDOS A LAS CARGAS EXTERIORES

4.3.1. Introducción

Las cargas exteriores a las que hay que referirse en este apartado son, en particular, el frenado, las fuerzas centrífugas en el caso de puentes curvos, el viento actuando en dirección paralela al eje del puente y el sismo. La magnitud de los desplazamientos y la forma de repartirlos entre pilas y estribo depende esencialmente de la rigidez relativa de pilas, con sus apoyos, y de los estribos, considerando, en el caso de los puentes integrales, la influencia del terreno en el entorno de los estribos. Hay que distinguir, también, las rigideces que corresponden a los estados límite de servicio y las que corresponden a estados avanzados de carga, para los que la distribución puede ser muy diferente y cuya evaluación, de ser necesaria, exigirá un análisis no lineal de la estructura.

En los apartados siguientes se sintetizan los valores de las cargas que hay que considerar.

4.3.2. Frenado y arranque

La IAP define como fuerza de frenado o arranque de los vehículos 1/20 de la sobrecarga de uso. Ésta consiste, a su vez, en una carga uniforme de 4 kN/m² extendida a toda la plataforma y uno o dos vehículos de 600 kN (uno, si la plataforma es igual o menor de 12 m y, dos, en caso contrario).

La fuerza de frenado y arranque tendrá en todo caso un valor mínimo, que es función de la anchura de la plataforma, pero que no será inferior a 140 kN. Superiamente también está limitada por un valor función del ancho de plataforma y nunca superior a 720 kN.

4.3.3. Viento

La IAP define el empuje producido por el viento teniendo en cuenta los factores siguientes:

- Localización geográfica de la obra (VELOCIDAD DE REFERENCIA)
- Topografía del lugar donde se encuentra la estructura (FACTOR DE TOPOGRAFÍA)
- Período de retorno considerado (FACTOR DE RIESGO)
- Altura respecto al suelo del elemento sometido al empuje (FACTOR DE ALTURA)
- Puntas de presión (FACTOR DE RÁFAGA)
- Forma del elemento (COEFICIENTE DE ARRASTRE)

Por otra parte, se considera que la superficie de la sobrecarga de uso en los puentes de carretera equivale a un área expuesta de 2,0 metros de altura y que, en ese caso, la presión básica del viento se puede reducir en un 50%. Esta reducción es acumulable a la que resulta de aplicar el coeficiente ψ , cuyo valor es 0,60 para obtener el valor de combinación.

En estas condiciones, el empuje transversal del viento suele situarse entre 1,5 kN por metro lineal de tablero y 3,0 kN/m.

El valor del empuje longitudinal debido al viento, se considera como el 25% del empuje transversal, por tanto se situará en valores del orden de 0,4 kN/m a 1,2 kN/m.

4.3.4. Fuerza centrífuga

De acuerdo con la IAP, la fuerza centrífuga es función del radio de curvatura en planta, de la velocidad específica del tramo en el que se encuentra el puente y de la masa de la sobrecarga de uso.

Su expresión es:

$$F_c = \left(\frac{231}{v_e^2 + 231} \right) M \frac{v_e^2}{R}$$

Los valores habituales de este esfuerzo transversal al puente, suelen situarse entre los 3,0 kN/m y los 4,5 kN/m.

4.3.5. Sismo

La IAP recoge un procedimiento para la estimación de las acciones sísmicas en puentes basado en los principios de la Parte 2, *Puentes*, del Eurocódigo 8.

A partir del mapa español de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de importancia del puente (que varía de 0,0 a 1,3 según los daños que pueda ocasionar la destrucción del mismo), se obtiene la aceleración de cálculo del terreno.

Para cuantificar las aceleraciones sísmicas de la estructura se partirá del espectro de cálculo que viene, a su vez, definido por: las características del terreno (compacidad, nivel freático,...), la contribución de la falla Azores-Gibraltar y la peligrosidad sísmica, el índice de amortiguamiento de la estructura y la ductilidad de la misma.

A continuación, la IAP propone cuatro posibles métodos de cálculo sísmico, de los cuales tres son generales y uno es simplificado (aplicable cuando el comportamiento dinámico de la estructura pueda ser modelizado con un sólo grado de libertad). Sólo en éste último caso, la acción sísmica puede sustituirse por un conjunto de fuerzas estáticas equivalentes.

La expresión de la fuerza estática horizontal equivalente es:

$$F = M \cdot \alpha (T) \cdot a_c$$

En muchas zonas del territorio nacional, el valor de la fuerza sísmica así calculada será inferior a la producida por el frenado, una vez aplicados los oportunos coeficientes de ponderación. En estos casos, las acciones sísmicas no serán determinantes en los puentes integrales. En los demás casos, habrá que restringir el uso de dichos puentes o bien estudiar cuidadosamente su comportamiento sísmico, teniendo en cuenta las especificaciones de la IAP, y prestando atención a la modelización de los empujes de tierra en estribos y a los desplazamientos previsibles para evaluar la forma en que se reparten los esfuerzos entre pilas y estribos.

4.4. MOVIMIENTOS DEBIDOS AL TERRENO

4.4.1. Problema genérico

Conviene distinguir aquí dos casos diferentes, según se trate de un puente con el estribo cimentado en terraplén o construido en desmonte. Cuando se trate de casos intermedios, su problemática estará comprendida entre las expuestas para ambos casos.

a) *Estribo de puente cimentado sobre el terraplén:*

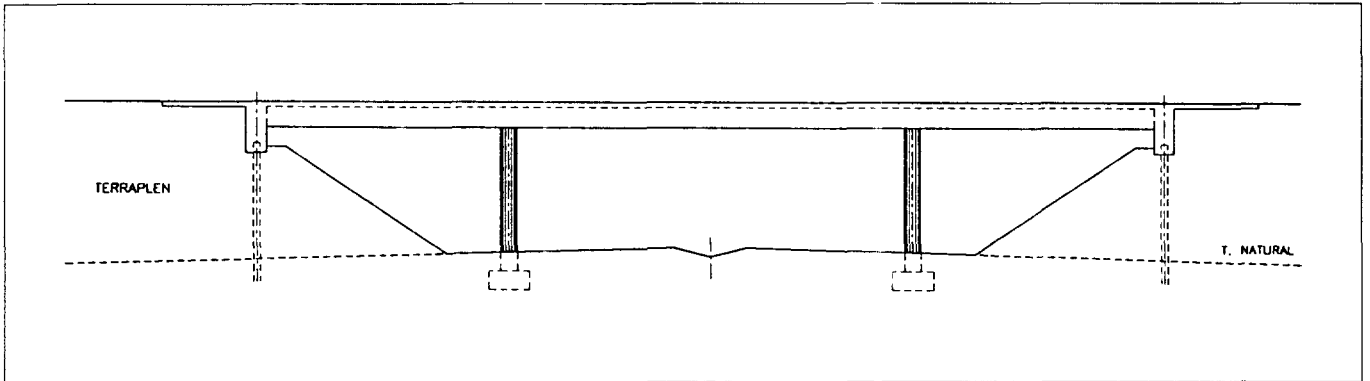


Figura 4.1

Hay que analizar los siguientes factores:

- Asiento del terraplén propiamente dicho: d_T
- Asiento producido en el terreno natural por el terraplén: d_N
- Asiento localizado por las cargas del estribo actuando en el borde del terraplén: d_E

En la zona del estribo el asiento total será $d_T + d_N + d_E$. El valor máximo aceptable del asiento puede estar limitado fundamentalmente por alguna de las siguientes razones:

- *Por la incapacidad de la estructura para absorber el asiento diferencial:* bien porque en servicio se producen fisuraciones o plastificaciones inaceptables; bien porque en estado límite último se reduce el coeficiente de seguridad significativamente.
- *Por razones funcionales:* porque la rasante, y en particular la discontinuidad que se produce en la pendiente del tablero no es aceptable desde el punto de vista de la comodidad y seguridad de los usuarios.

Por otra parte, se pueden producir también diferencias de asiento entre terraplén y estribo. El asiento de aquél no será el mismo que el asiento del estribo ($d_T + d_N + d_E$). Hay que tener en cuenta entre otras cosas que los valores de los asientos del terraplén en una zona alejada del estribo puede ser diferente del que se produzca en éste, debido entre otras cosas, a la diferente geometría del terraplén. En este caso, habrá dos limitaciones esenciales:

1. El asiento total, que debe estar dentro de valores absolutos aceptables.
2. Las diferencias de asientos entre el terraplén de acceso y el estribo, y la distancia en que se efectúa la transición entre ambos. El ejemplo más claro es el caso en que el estribo se cimienta con pilotes, de manera que se anula el asiento en ese punto. Entonces, el asiento diferencial entre terraplén y estribo coincidirá con el asiento de aquél. Si el terreno natural es muy defor-

mable, puede ser una mala solución porque agrava el problema. Puede ser mejor disminuir el asiento diferencial dejando flotar el estribo. En estos casos, se puede prever la posibilidad de levantar el tablero en el estribo cuando su asiento se aproxime el valor aceptable por el tablero. En estas circunstancias, no parece recomendable la utilización de puentes integrales que impiden, en la práctica, levantar los estribos.

Por tanto, es imprescindible determinar los valores de $d_T + d_N + d_E$ y establecer criterios de asientos máximos aceptables, que pueden servir para decidir si es o no posible la construcción de un puente integral y para orientar las medidas de control de terraplenes.

b) *Estribo de puente construido en desmonte:*

En este caso, se puede considerar que tanto d_N como d_T son nulos y habrá que prestar atención exclusivamente a d_E . Para ello será muy importante evaluar la influencia de las cargas en el borde del talud.

Por lo demás, la problemática será similar a la anteriormente apuntada.

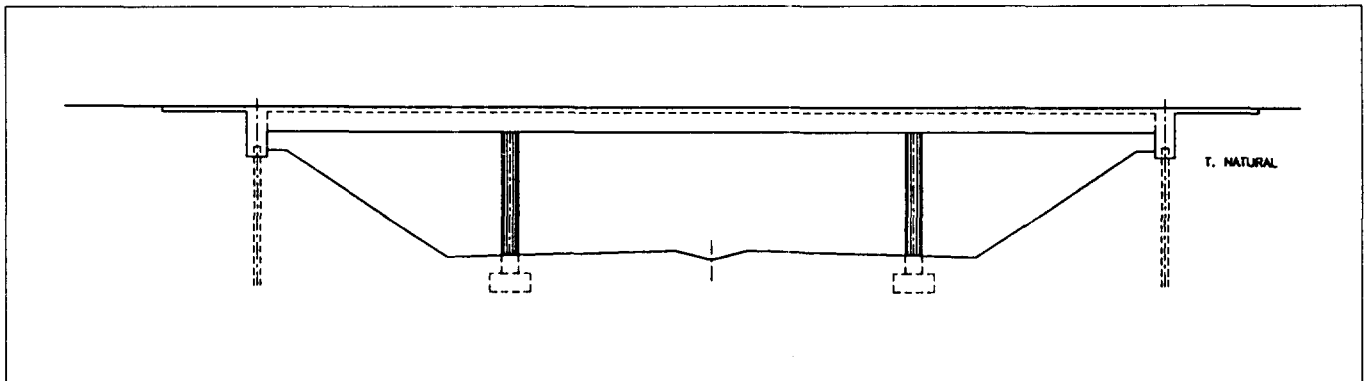


Figura 4.2

4.4.2. Valores tolerables de asientos

Este es un tema poco tratado en la literatura técnica. Sin embargo, se trata de una cuestión de gran importancia y que, por consiguiente, debe ser considerada en esta guía.

Como ya hemos visto, existen dos tipos de limitaciones:

- Las que son consecuencia de las exigencias estructurales y obligan a establecer un límite que evite un comportamiento inaceptable de la estructura.
- Las debidas a razones funcionales que exigen que la rasante de la calzada no tenga cambios bruscos de geometría que afecten inaceptablemente al confort y seguridad de los usuarios, puedan producir daños en juntas o elementos auxiliares del puente o impactos inadmisibles sobre la estructura.

El primer aspecto, relativo a las exigencias estructurales, es un concepto cuantificable. Hay que distinguir los asientos inmediatos de los que se producen más lentamente. Por otra parte, es lógico fijar unos valores mínimos aceptables para cualquier tipo de estructura, de manera que se puedan evitar cálculos laboriosos en muchos casos.

A este respecto, son interesantes los trabajos realizados por Moulton y otros (1985), y recogidos por la AASHTO, donde se consideran admisibles valores de la distorsión angular ($\delta/L =$ asiento/longitud de vano), tales como:

$$\delta/L \approx 0,004 \text{ para puentes de varios vanos}$$

$$\delta/L \approx 0,005 \text{ para puentes de vano único}$$

Por otra parte Duncan and Tan (1991) propugnan los siguientes valores:

$$\delta/L \approx 0,004 \text{ para puentes de varios vanos}$$

$$\delta/L \approx 0,008 \text{ para puentes de un único vano}$$

Estos valores están basados en el análisis del comportamiento de puentes existentes que han sufrido asientos diferenciales.

En otros trabajos americanos relacionados con estas cuestiones, se dice que asientos del orden de 2 pulgadas (51 mm) no producen daños y que asientos de hasta 4 pulgadas (102 mm) pueden producir daños tolerables.

Un movimiento se considera no tolerable *“si los daños asociados requieren operaciones de reparación y mantenimiento costosas, de forma que hubiese sido preferible una construcción de mayor coste que los evitase”*.

También se llama la atención sobre el hecho de que hay un acuerdo generalizado en cuanto a que los movimientos horizontales pueden producir más daños que los verticales. Sin embargo, no hay métodos fiables para calcularlos y sólo pueden ser estimados por experiencias anteriores o por sentido común. En el trabajo de Moulton, se cita que un movimiento horizontal de 1,5 pulgadas (38 mm) puede ser aceptable.

4.4.3. Empujes de tierras en estribos

Una de las características de los puentes integrales es que los empujes horizontales de las tierras en contacto con la superficie vertical del estribo, se transmiten y compensan a través de la propia estructura del tablero, con lo que los pilotes del cimien-to, que por su gran flexibilidad no absorben prácticamente nada de estos esfuerzos, están solicitados básicamente a compresión y pueden ser, por tanto, muy livianos con las consiguientes ventajas de coste y facilidad de construcción.

El grado de precisión necesario para cuantificar los empujes de las tierras dependerá, lógicamente, de la importancia práctica que tengan los esfuerzos consiguientes en relación con el resto de los esfuerzos y con la capacidad del tablero para absorberlos. Por ello, conviene establecer unos órdenes de magnitud que nos permitan evaluar la importancia del problema.

Dadas las dimensiones habituales de los puentes en los que se utilizan soluciones integrales, la altura del estribo suele estar comprendida entre 1,20 y 2,00 metros.

Los empujes correspondientes a los tres componentes de los movimientos horizontales del tablero son:

- 1.º *Acortamiento debido a la retracción y eventualmente a la fluencia.* El valor de los empujes de tierras estará comprendido entre los correspondientes al empuje al reposo y al empuje activo: generar éste último requerirá un movimiento entre el 1‰ y el 5‰ de la altura del estribo (figuras 4.3 y 4.4), es decir, entre 1 y 10 mm, cifras que se alcanzarán prácticamente en todos los casos. En general, por tanto, los esfuerzos por este concepto serán los correspondientes al empuje activo.

2.º *Dilatación debida al incremento de temperatura.* Para las longitudes habituales en puentes integrales, las dilataciones por este concepto se situarán en el rango de los 10 a 20 mm. Por tanto, el valor del empuje estará comprendido, según los gráficos de las figuras 4.3 y 4.4, entre los correspondientes al empuje al reposo y al empuje pasivo.

3.º *Movimientos producidos por las fuerzas horizontales actuantes al nivel del tablero.* Se trata, en general, a las acciones debidas al frenado y, en caso de tratarse de un puente en zona sísmica, se tratará también de la componente del esfuerzo sísmico que no es absorbido por las pilas. En los puentes integrales, con una superficie del orden de 1000 m², el valor del empuje horizontal de frenado podrá ser, como orden de magnitud:

$$H = \frac{1}{20} (4 \cdot 1000 + 600) = \frac{4600}{20} = 230 \text{ kN}$$

y, por metro lineal de estribo, rara vez superará los 30 kN/m.

La reacción de un estribo de 1,50 m de altura, considerando un coeficiente de empuje al reposo conservador, $k_0 = 0,5$, será:

$$H_0 \approx \frac{1}{2} (0,5 \cdot 18 \cdot 1,5) \cdot 1,5 = 10 \text{ kN/m}$$

y la del empuje pasivo:

$$H_p \approx \frac{1}{2} (4,0 \cdot 18 \cdot 1,5) \cdot 1,5 = 80 \text{ kN/m}$$

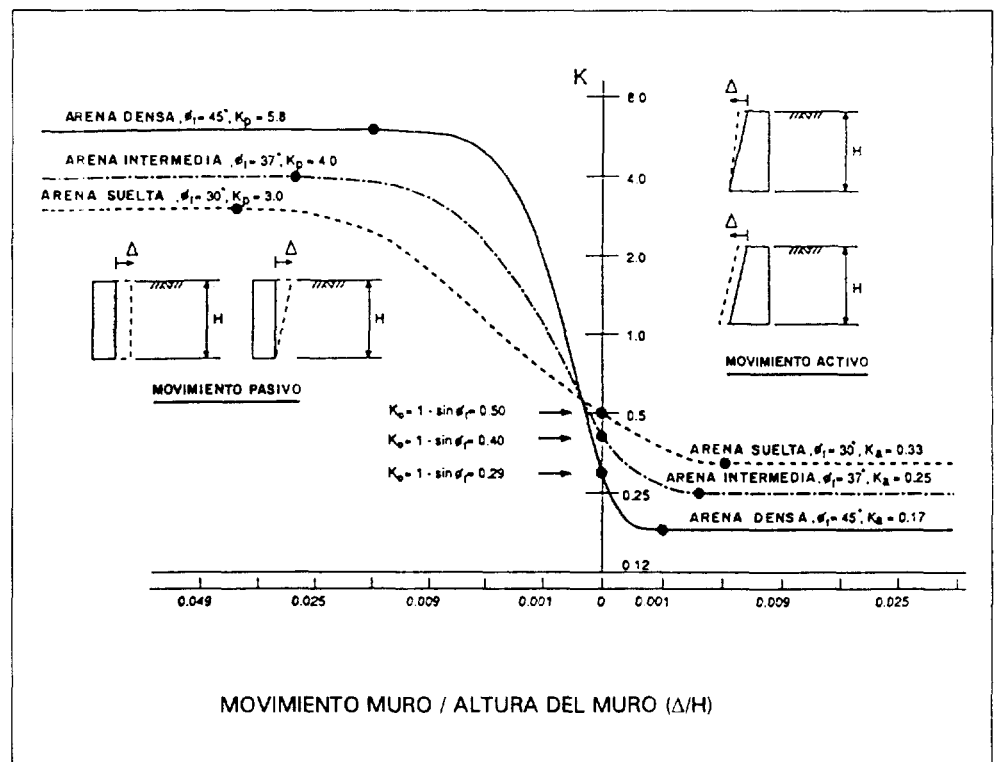


Figura 4.3. Relación entre movimiento del muro y presión de tierras (Según Clough and Duncan, 1991)

Por tanto, la absorción de los esfuerzos longitudinales en los puentes integrales exigirá movilizar un empuje intermedio entre el pasivo y el empuje al reposo y, como orden de magnitud, a dicho empuje corresponderá un desplazamiento del tablero y estribo que no superará el 5% de la altura del estribo, límite que en este caso sería de 7,5 mm y que, en general, no superará los 10 mm. Estos valores ponen de manifiesto cómo, en la práctica, a poco flexibles que sean los pilares intermedios del tablero, éstos no se verán prácticamente afectados por las fuerzas longitudinales al ser absorbidas en su totalidad por los empujes pasivos. Esta es una ventaja adicional de los puentes integrales.

En vista de todo lo anterior, parece lógico y suficientemente preciso, a los efectos de la evaluación de los esfuerzos que se generan en el tablero, considerar que el valor máximo, en cualquier hipótesis, es el correspondiente a un empuje pasivo del terreno, calculado con un coeficiente $k_p = 4,0$ aplicado a la altura total del estribo, generado esencialmente por las dilataciones debidas a la temperatura.

Hemos visto que, como orden de magnitud, dicho esfuerzo puede suponer unos 80 kN/m y que la excentricidad no superará 1 m respecto al centro de gravedad del tablero.

Como, por otra parte, el espesor equivalente de un tablero como el que nos ocupa no será prácticamente en ningún caso inferior a 0,35 m de espesor de hormigón, supuesto éste de H-30, tendremos una capacidad resistente:

$$H_R \approx \frac{0,85 \cdot 30.000}{1,5} \cdot 0,35 \approx 6.000 \text{ kN/m}$$

Es decir, el valor de las sollicitaciones no superará el 2% de la capacidad resistente del tablero y, por tanto, en la práctica no es necesario, a dichos efectos, cuantificar estos valores ya que no afectan prácticamente al comportamiento de la obra.

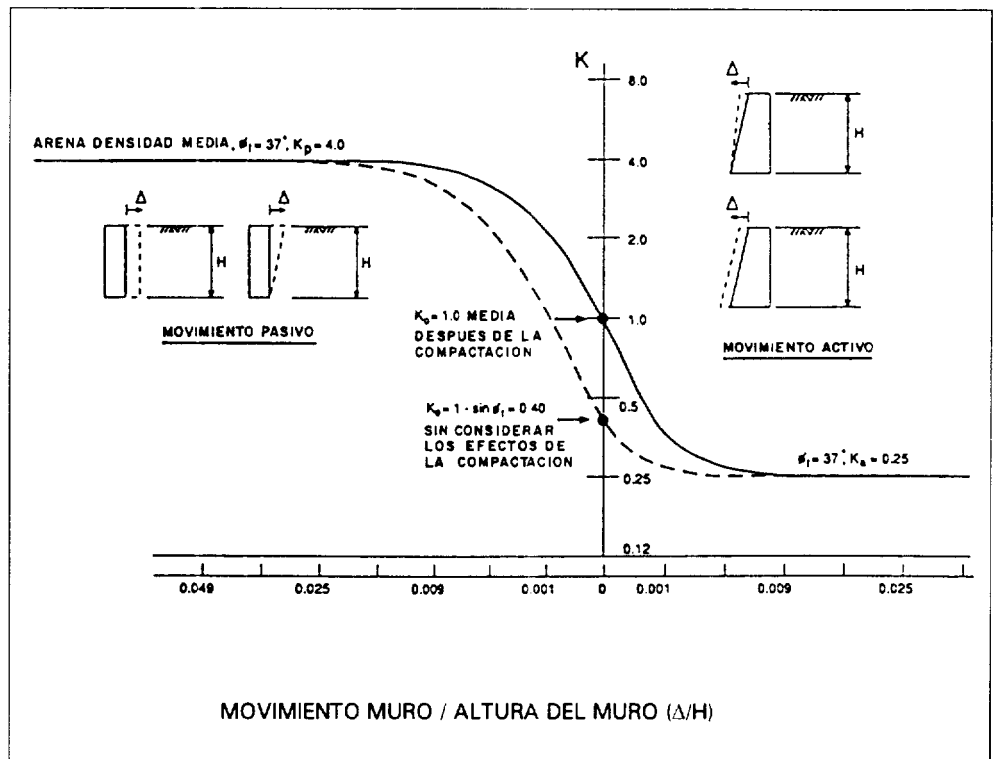


Figura 4.4 Relación entre movimiento del muro y presión de tierras con relleno compactado (Según Clough and Duncan, 1991)

5.

ANÁLISIS DE SOLUCIONES

5.1. INTRODUCCIÓN

Son muy variadas las soluciones concretas que se están utilizando para la construcción de puentes integrales y semi-integrales. La disparidad de posibilidades está relacionada con las incertidumbres en cuanto a la identificación y evaluación de los factores que influyen en los movimientos de las estructuras, la cuantificación del grado de coacción que generan las diferentes cimentaciones empleadas y las consecuencias de dichas coacciones, junto a los movimientos restantes, en el comportamiento funcional y estructural del puente.

En estas circunstancias, y como paso previo a la propuesta de soluciones concretas, es conveniente analizar el interés y la factibilidad de las más frecuentes.

A este respecto, por razones de claridad expositiva, se tratan separadamente los tres elementos o aspectos esenciales que se plantean en este tipo de estructuras:

- Losa de transición
- Cimentación del estribo
- Unión del tablero con el estribo

5.2. LOSA DE TRANSICIÓN

Se consideran sucesivamente los aspectos siguientes:

- Necesidad
- Profundidad
- Conexión con el estribo
- Geometría
- Dimensionamiento
- Encuentro con la calzada

5.2.1. Necesidad de la losa de transición

En general, se considera que la losa de transición tiene por finalidad principal mitigar las consecuencias de los desplazamientos verticales diferenciados que se producen entre la calzada de acceso a un puente y el estribo en el que se apoya el tablero.

Desde esta perspectiva, es lógico no disponer losas de transición cuando no es previsible que se produzcan estos asientos diferenciales (caso, por ejemplo, de un terreno muy competente) o cuando por la reducida importancia de la obra o del tráfico, los asientos tolerables sean mayores que los esperables y, en todo caso, las operaciones de reparación resulten fáciles de ejecutar y no comporten un coste importante.

Sin embargo, la losa de transición puede, además, entenderse como un elemento de transición entre el firme de la calzada por la que se accede al puente y el pavimento dispuesto sobre el tablero de aquél. Desde este punto de vista no cabe duda de que un firme de transición, incluyendo la losa, favorece la comodidad y seguridad del tráfico.

Por otra parte, desde la perspectiva de la seguridad vial, es deseable que las potentes barreras de contención de vehículos que se disponen en los puentes, anclándolas en los tableros, no queden bruscamente interrumpidas en los límites de éstos, sino que

exista una transición a la que podría contribuir la losa como elemento en el que se ancla la barrera.

La losa de transición, por otra parte, al dificultar la filtración del agua al terraplén de acceso, favorece su comportamiento.

Todo lo anterior aconseja que en los puentes integrales se utilice siempre la losa de transición para mejorar la comodidad y seguridad de la conducción, para reducir las consecuencias de asentamientos diferenciales entre terraplén y puente y, también, para disponer de una plataforma de anclaje de elementos suficientemente potentes de contención de vehículos. La losa será así una parte del firme de transición y al evaluar el sobrecoste que supone habrá que determinarlo, en todo caso, como diferencia con el coste del firme en el tramo de acceso. Por consiguiente, podemos considerar la losa como consustancial al concepto de puente integral y cuando se plantee que una losa no es necesaria, se planteará, al mismo tiempo, si está justificada la utilización del concepto de puente integral.

5.2.2. Profundidad de la losa de transición

La Nota de servicio preparada en julio de 1992 por la Dirección General de Carreteras, no ha evitado que, en la práctica, exista una gran dispersión en los criterios que se siguen para decidir la profundidad de la losa de transición.

El contenido de dicha Nota se basa, como es bien sabido, en un documento más amplio preparado por el SETRA francés en 1984: *Dalles de transition des ponts routes*. En este documento, figuran dos tipos de soluciones:

- a) Losas de transición para firmes rígidos con pavimento asfáltico (figura 5.1). En este caso, el nivel superior de la losa de transición coincide con el del tablero, manteniéndose sobre la losa el mismo espesor de pavimento asfáltico previsto en el puente.

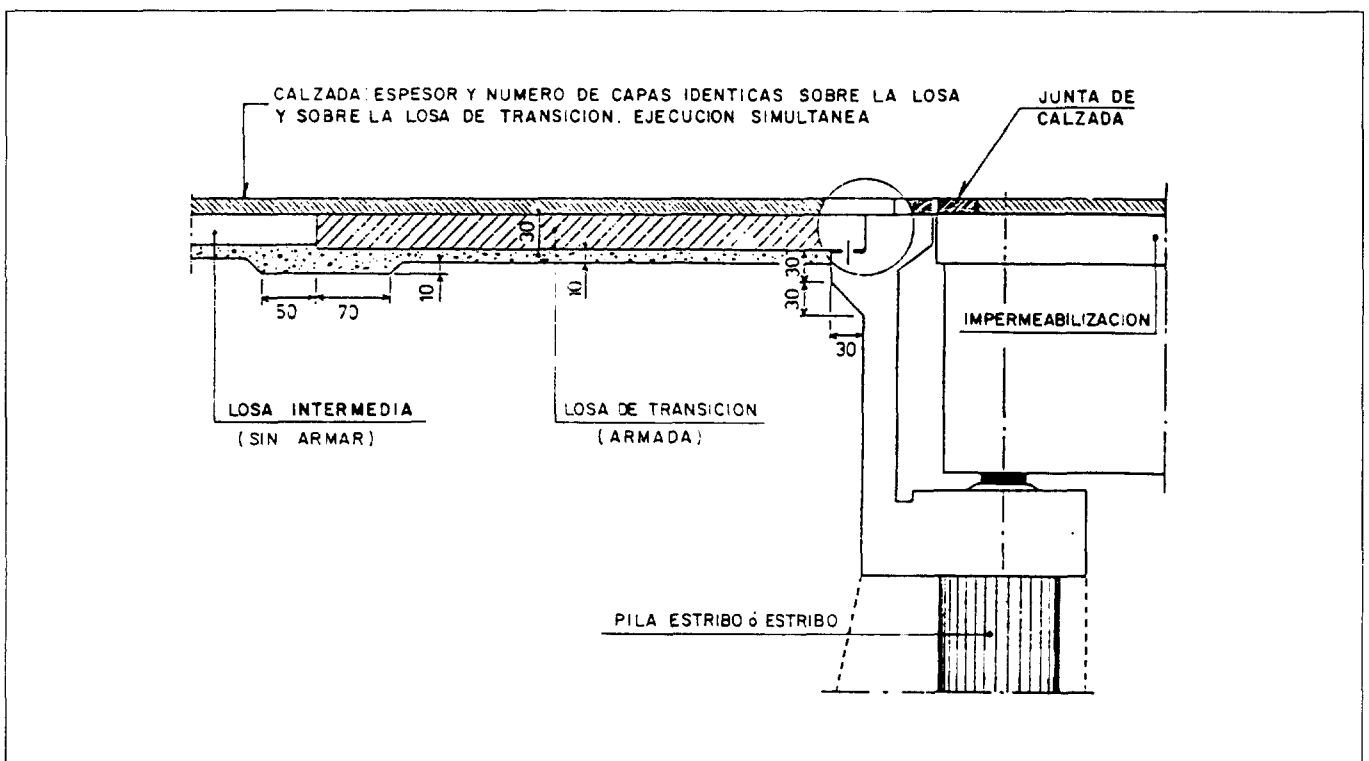


Figura 5.1

- b) Losas de transición para firmes flexibles. En este caso, se plantea la losa por debajo del paquete de firme, tal como se ve en la figura 5.2.

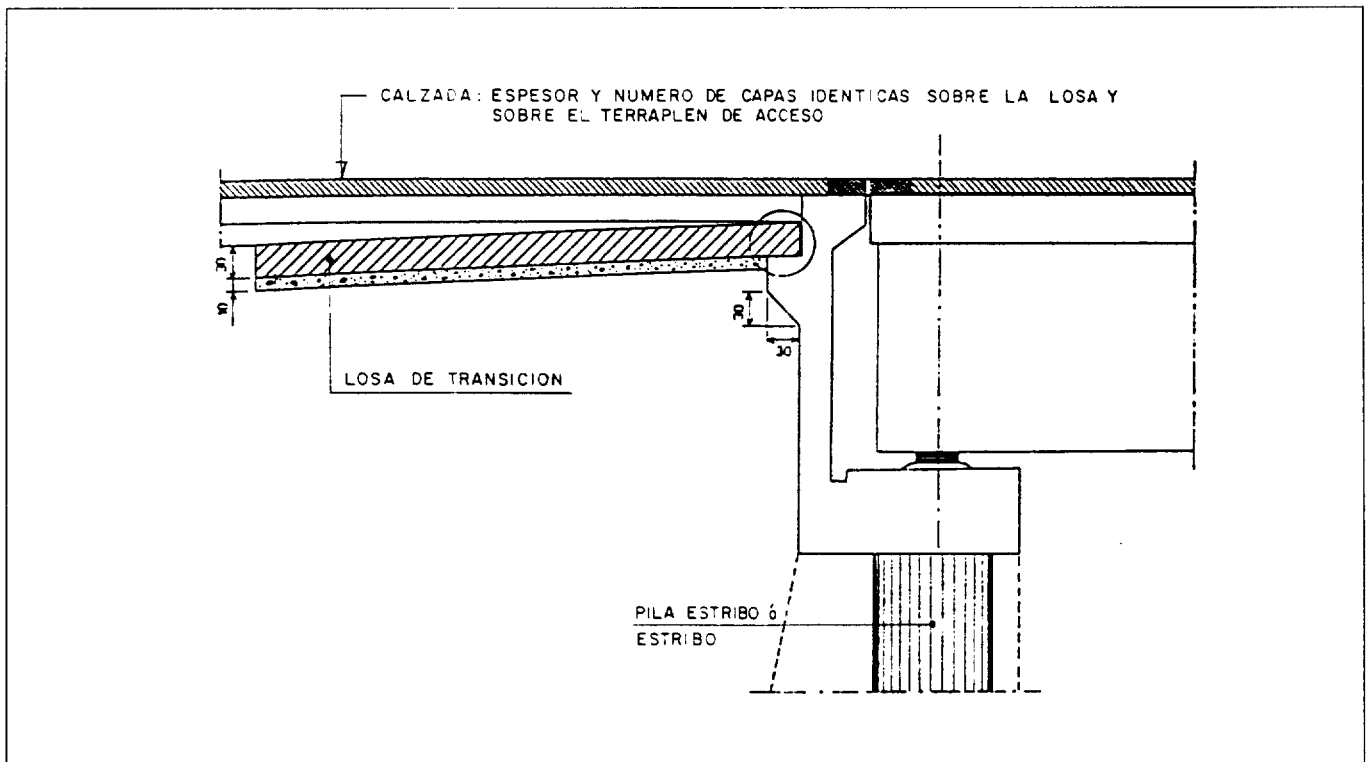


Figura 5.2

Dejando de lado algunas imprecisiones e incoherencias en la definición de la posición de la losa, conviene señalar que no existe ninguna razón esencial que exija que la losa de transición se sitúe bajo el firme flexible.

Parece más lógico y coherente con el concepto de firme de transición, del que la losa forma parte, que ésta se sitúe, cualquiera que sea el tipo de firme, al nivel superior del tablero del puente. Lo más lógico es que la losa sea prolongación del tablero y, al estar adecuadamente armada, permita *puentear* la diferencia de asientos entre terraplén de acceso y tablero. Por otra parte, con este criterio se clarifica la geometría en planta de la losa y se identifica con más nitidez la problemática que plantean el esviaje y la curvatura en planta de los puentes. Al estar, además, la losa en superficie y ser por ello más accesible, podrían identificarse con más claridad y eficacia fisuraciones y otras manifestaciones de inadecuado comportamiento.

Por tanto, parece lógico que, al menos en el caso de los puentes integrales, la losa de transición se sitúe al nivel, y como prolongación, de la losa del tablero del puente.

5.2.3. Conexión con el estribo

En la mayoría de las soluciones empleadas en Estados Unidos, la losa de transición se apoya en una ménsula o resalte previsto en la coronación de la viga que sirve como estribo. No se dispone de armadura de empotramiento de la losa en el estribo, aunque en muchos casos se suele disponer una armadura pasante para evitar el riesgo del desplazamiento relativo entre ambos elementos. Este detalle viene a equivaler a una articulación *heterodoxa* cuyo comportamiento real, frente a asientos del terreno

bajo la losa, no puede ser muy eficiente. De hecho, en estas condiciones una rotación de la losa provocará una concentración de tensiones muy importante en el borde de la ménsula de apoyo (figura 5.3) y el riesgo de rotura localizada de dicho borde.

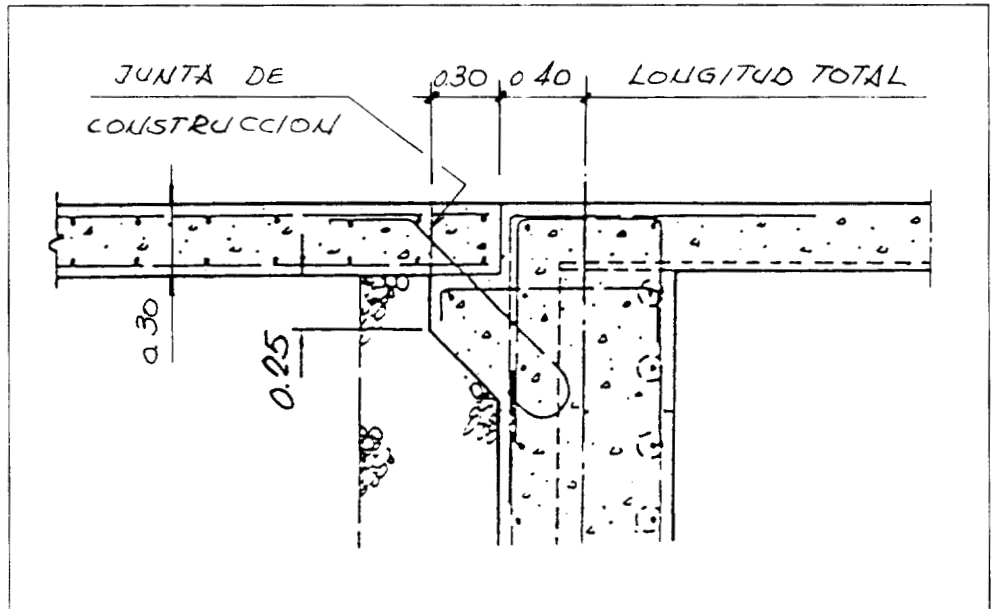


Figura 5.3

En el documento francés anteriormente citado, se dispone una especie de rótula de hormigón (figura 5.4), que se logra como es tradicional creando un cuello de hormigón de 8 cm de ancho atravesado por un pasador $\varnothing 8$ cada 20 cm. No es un detalle sencillo de ejecutar correctamente y desde luego no es fácil, y quizás no sea posible, comprobar la eficacia y durabilidad de los detalles construidos de este tipo.

Parece que la forma más práctica y sencilla de conectar la losa al estribo es simplemente empotrándola (figura 5.5).

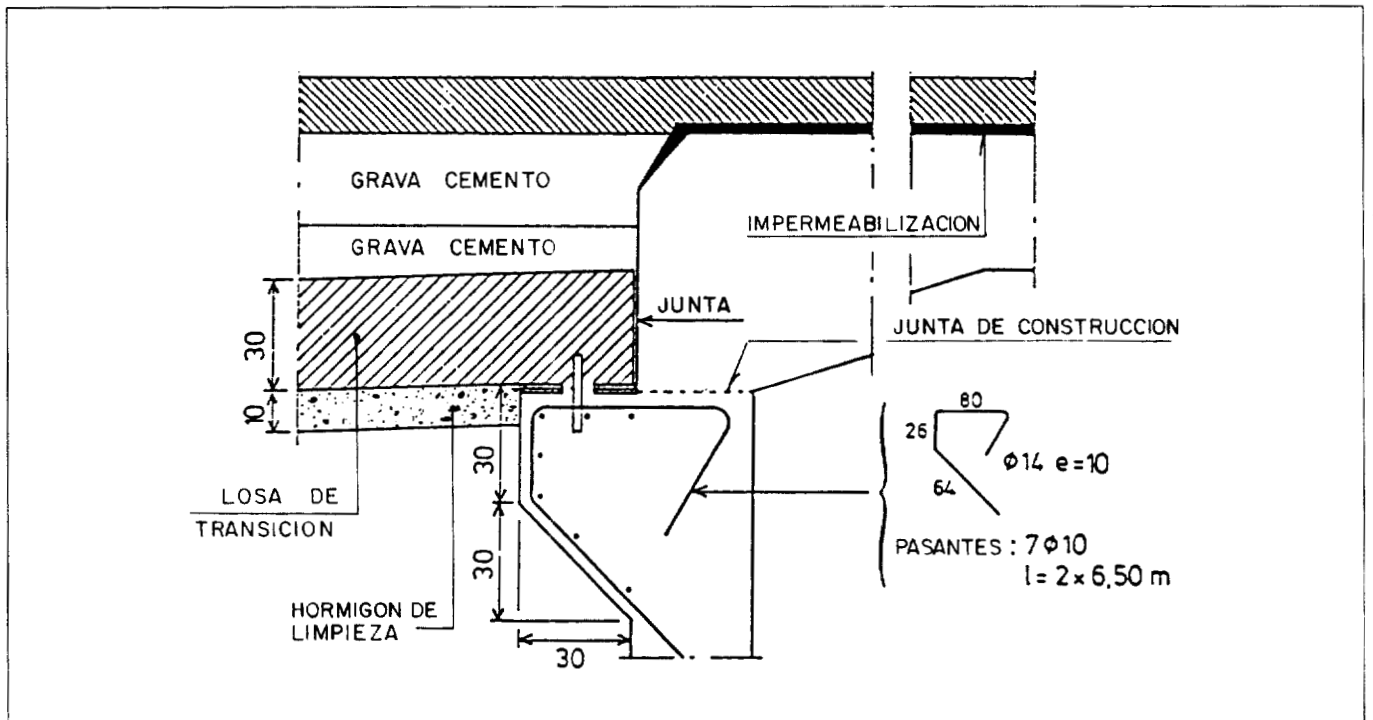


Figura 5.4 Solución tradicional de la losa articulada

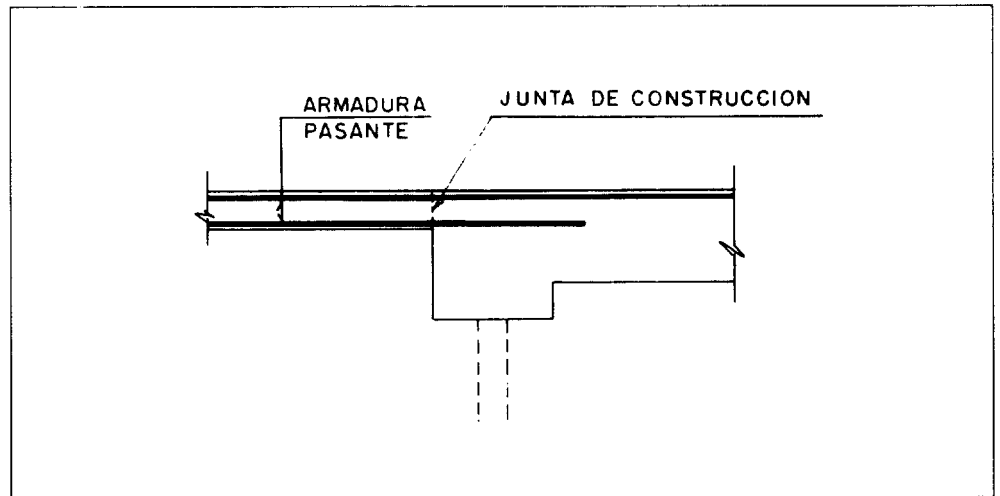


Figura 5.5 Propuesta de losa empotrada

La losa empotrada, convenientemente armada, es muy dúctil y, por ello, en caso de asientos importantes puede crearse una rótula plástica en el empotramiento, como luego veremos al tratar del dimensionamiento de la losa. No hay razón para no aprovechar esta capacidad rotacional de la losa empotrada; solución que, por otra parte, aprovecha mejor su capacidad resistente y, previsiblemente, puede comportarse mejor a medio y largo plazo que las losas aparentemente articuladas. La aparición de fisuras significativas en la zona de empotramiento pondría de manifiesto la existencia de asientos diferenciales importantes, lo que obligaría a tomar medidas. De los límites de estos asientos se tratará al hacerlo del dimensionamiento de la losa.

5.2.4. Geometría de la losa de transición

Longitud, anchura, espesor y limitaciones en el caso de puentes curvos o esviados, son los conceptos que definen la geometría de la losa de transición.

En la práctica estadounidense, las longitudes de la losa de transición suelen variar de un Estado a otro. No se trata, en realidad, del concepto europeo de la losa de transición, sino más bien una transición entre el pavimento del puente y el firme del tramo contiguo (figura 5.6). La realidad es que no parece existir en EE UU un criterio definido para determinar la longitud de esta losa, aunque en general el encuentro con el firme de la carretera de acceso se suele situar al menos a cinco metros del borde del estribo. Por otra parte, excepto en los casos de terraplenes de acceso sobre terrenos muy deformables que tienen una problemática muy distinta, en los casos más habituales, los problemas de asiento junto a los estribos se localizan lógicamente muy cerca de éstos y no suele ser el factor determinante para la determinación de la longitud de la losa.

En el citado documento del SETRA, se dice que las longitudes de la losa de transición suelen estar generalmente entre los 3 y los 6 metros, pero los criterios genéricos que se facilitan para orientar la decisión no son muy consistentes.

En realidad, como más adelante veremos, debe existir una cierta coherencia entre asiento máximo tolerable (que, con una cuidada ejecución, hay que tratar no alcanzar), longitud de la losa, apoyo mínimo de la losa sobre el terraplén para poder transferir las cargas, pendiente máxima aceptable, espesor de la losa, tipo de conexión con el estribo y armaduras dispuestas. Teniendo en cuenta los numerosos parámetros que intervienen y la dificultad de cuantificar algunos de los más importantes, puede ser conveniente establecer una longitud tipo, que podría ser 5 metros, en tanto la experiencia o las circunstancias concretas de la obra que se está estudiando no aconsejen otra longitud.

En Estados Unidos, la anchura de la losa coincide con el ancho del tablero del puente y con el del pavimento de la carretera de acceso. En el documento del SETRA, el

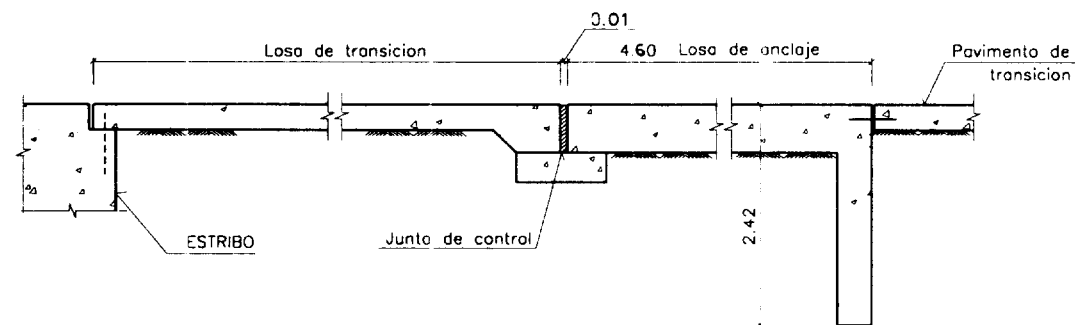
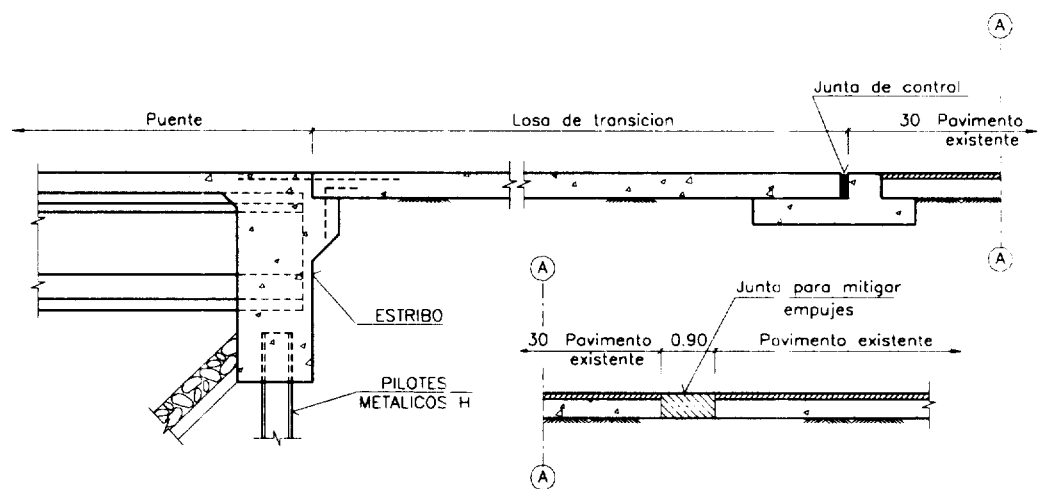
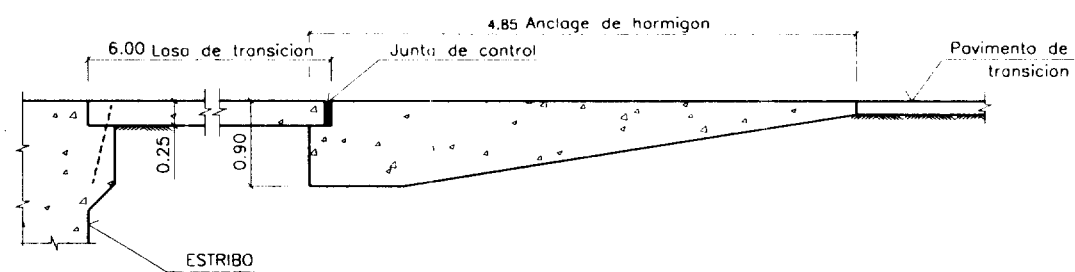
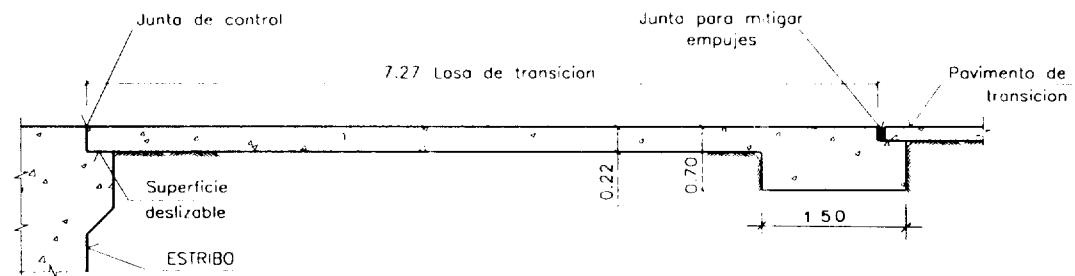


Figura 5.6 Diversas soluciones americanas para la transición del firme

ancho se reduce al de la calzada de circulación más un sobrancho de 0,50 a 1,00 metro a cada lado de la calzada.

En nuestro caso, en coherencia con la decisión de situar la losa como prolongación del tablero del puente, su anchura debe coincidir con el ancho total de éste, de manera que haya espacio para el anclaje de los elementos de contención de vehículos en la losa.

En cuanto al espesor de la losa, en general, tanto en Estados Unidos como en Francia se fija en 30 cm, aunque las armaduras que se disponen son muy diferentes en ambos países. El espesor de la losa podría ser inferior. En todo caso, su elección debe ser coherente con el criterio de cálculo establecido y con las armaduras dispuestas. Son razonables espesores de 20, 25 y 30 cm. Cuanto mayor sea el espesor, menor será su capacidad rotacional, a igualdad de las restantes condiciones.

El esviaje de una estructura genera complicaciones, tanto en su concepción como en su definición y construcción. Pero a los potenciales problemas de carácter estructural y constructivo, se añaden los que pueden generarse desde la perspectiva de la comodidad y seguridad vial. El escalón que se puede producir en el encuentro de la calzada con la obra de fábrica es más incómodo y peligroso si la obra y el escalón están esviados en relación con el sentido de circulación de la vía. Al salto que se puede percibir en el vehículo cuando entra en un puente sin esviaje, se añade el brusco giro transversal que se produce en las obras marcadamente esviadas: una de las ruedas del vehículo estará ya sobre el tablero mientras la otra aún circula por la calzada de acceso.

Una adecuada geometría de la losa de transición puede contribuir a paliar este problema.

En la práctica americana, se limita el uso de soluciones integrales a los casos de esviajes reducidos. No se suelen encontrar referencias sobre cómo abordar el problema en los casos en los que inevitablemente una obra tiene un esviaje mayor.

Por otra parte, la simple observación de la solución propugnada en el documento francés del SETRA (figura 5.7) pone de manifiesto la complejidad e incertidumbres que comporta una losa esviada.

Prácticamente cualquier geometría de losa se puede armar para que sea capaz de responder adecuadamente a los asentamientos diferenciales que trata de mitigar. Pero no ocurrirá lo mismo con la uniformidad de circulación percibida por los conductores, concepto funcional que es por tanto determinante.

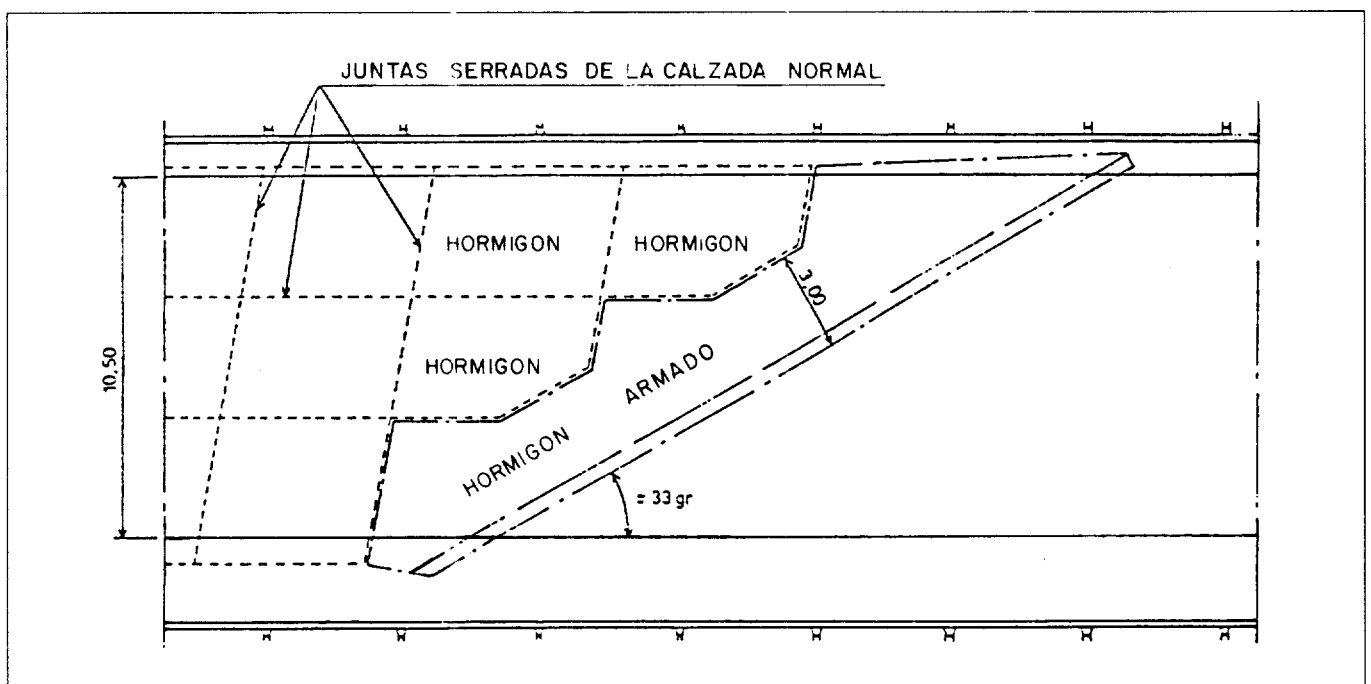


Figura 5.7

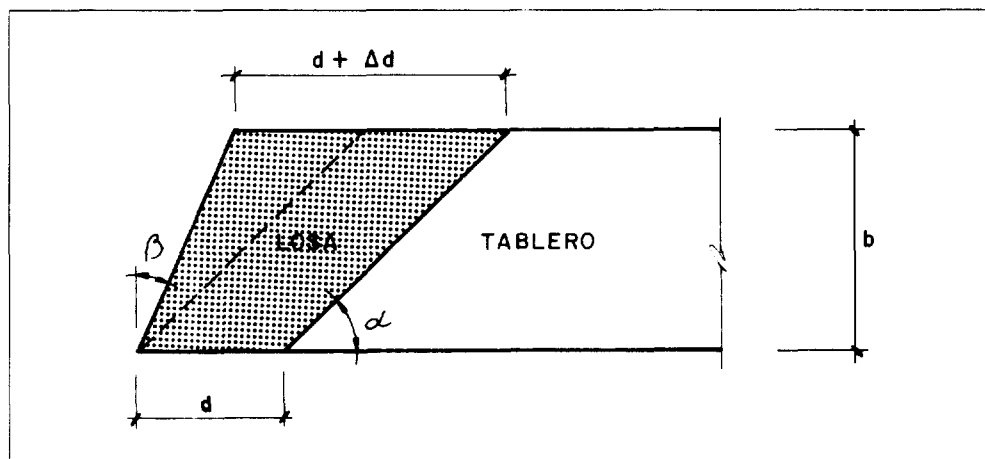


Figura 5.8

Una solución que, aunque con un mayor coste, mejoraría las condiciones de circulación, sería la de utilizar también la losa de transición para mitigar el problema funcional añadido.

Se trataría de reducir el ángulo de esviaje del extremo de la losa, adoptando la geometría de la figura 5.8. El ángulo β podría ser el de la bisectriz entre el ángulo recto y el ángulo α de esviaje de la obra.

$$\beta = 45^\circ - \frac{\alpha}{2}$$

El valor del incremento de longitud Δd de la losa de transición sería:

$$\Delta d = b \left[\operatorname{tg}(90 - \alpha) - \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\alpha}{2}\right) \right]$$

Para diferentes valores de α , los incrementos serán:

α	$\frac{\Delta d}{b}$
20°	2,04
30°	1,15
40°	0,72
50°	0,47
60°	0,31
70°	0,18
80°	0,09
90°	0

El rápido incremento de Δd a medida que se va reduciendo el valor de α pone de manifiesto que este tipo de soluciones sólo son lógicas para valores de α superiores a 60°. Para valores inferiores, la contribución de la losa va reduciéndose y el factor determinante para evitar sacudidas bruscas en la conducción será lograr que el asiento del terraplén sea muy pequeño. Ello evidencia la dificultad añadida de construir una obra esviada con terraplén de acceso sobre terrenos deformables. Son soluciones que hay que tratar de evitar, siendo conscientes desde las primeras fases de la concepción del trazado de las dificultades que plantean. Cuando resulten inevitables, hay que analizar la magnitud de los asientos, las posibles formas de mitigarlos y las características de la losa o firme de transición.

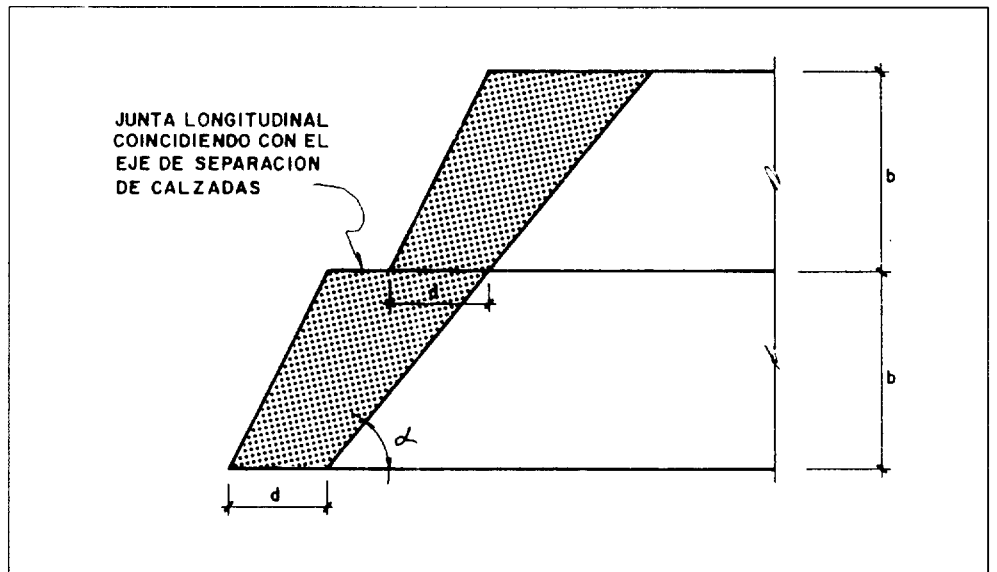


Figura 5.9

Con esviajes moderados, cuando la anchura del tablero es muy importante, por tratarse por ejemplo de un tablero común para las dos calzadas de una autovía, se pueden adoptar soluciones como la representada en la figura 5.9.

En algunas ocasiones, el problema funcional que plantea el esviaje de una obra puede paliarse, por una parte, al definir la alineación del estribo y, por otra, con la geometría de la losa de transición. En la figura 5.10, se representa un esquema de esta posibilidad.

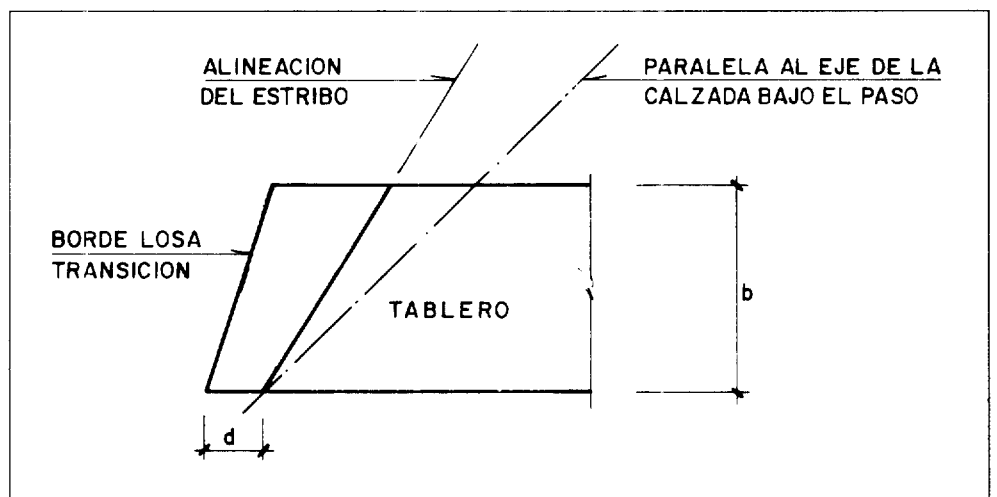


Figura 5.10

La curvatura en planta de una estructura puede dar lugar a problemas análogos a los planteados por el esviaje. En este caso, los factores que intervienen son el radio R , el ancho del tablero b y el ángulo de apertura α si la planta es circular. En coherencia con las limitaciones que generalmente se establecen en puentes integrales esviados (según el último apartado de este capítulo), se pueden establecer las siguientes limitaciones (figura 5.11):

$$R \geq 10 b$$

$$\alpha \leq 40^\circ$$

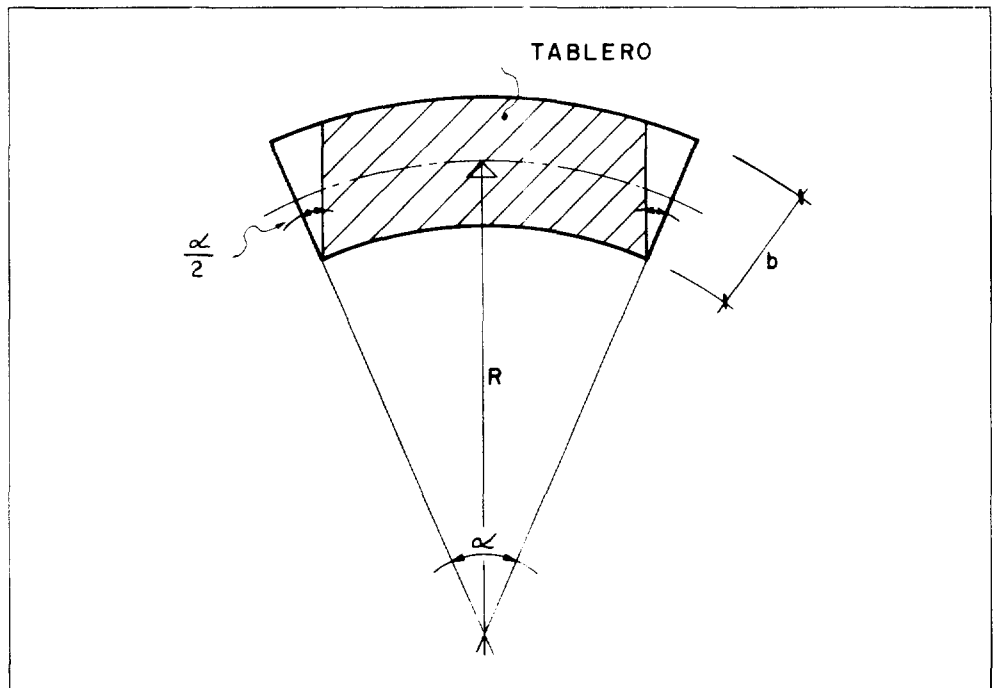


Figura 5.11

La primera limitación equivale a establecer que el desarrollo del borde exterior del tablero no supere en un 10% aproximadamente al desarrollo del borde interior.

La segunda limitación equivale a limitar a 20° el ángulo que forma el eje radial del estribo con el eje radial de la obra.

En estos casos, y según la alineación de los estribos, la geometría de la losa de transición será la representada en la figura 5.12.

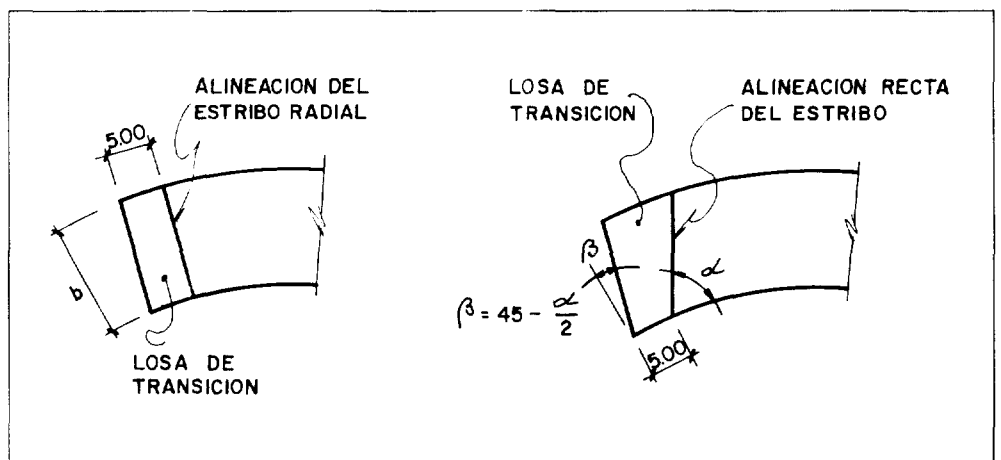


Figura 5.12

5.2.5. Dimensionamiento de la losa de transición

El terreno bajo la losa de transición puede sufrir asentamientos que, por una parte, corresponderán al del terraplén de acceso y, por otra, a los que son consecuencia de las dificultades de compactación y las concentraciones de carga localizadas junto al estribo.

Por otra parte, las losas de espesor moderado adecuadamente armadas tienen comportamientos muy dúctiles y es tradicional utilizar el cálculo plástico en su dimensionamiento admitiendo que se forman rótulas plásticas en los puntos más solicitados.

En estas condiciones, y suponiendo una losa de 5,00 m de longitud, con 30 cm de espesor y empotrada en su encuentro con el estribo, su comportamiento vendrá representado por el esquema de la figura 5.13.

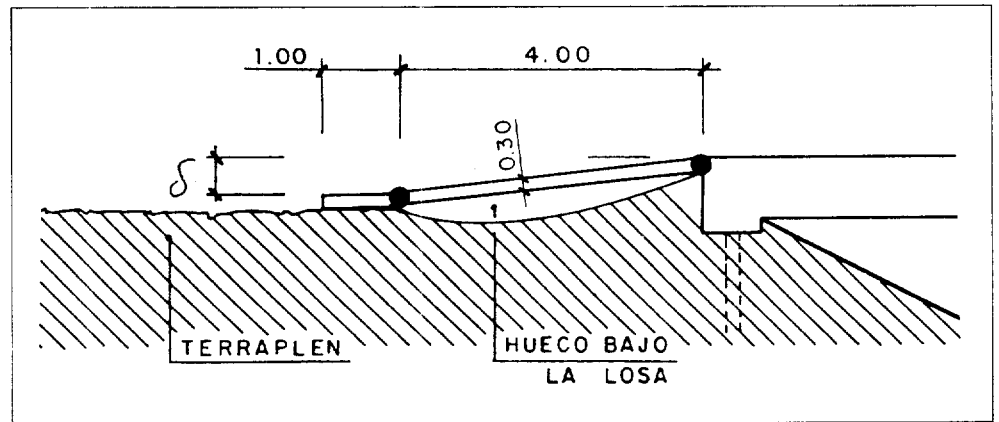


Figura 5.13

La losa permitirá, según este esquema, *puentear* un hueco de hasta 4,00 m que se puede generar en las proximidades del estribo. La flexión de la losa transmitirá su peso propio, el del pavimento y el de las cargas de tráfico, por un lado, al estribo y, por otro, a la zona de apoyo estimada en 1,00 metro de longitud.

El esquema de cálculo será el representado en la figura 5.14.

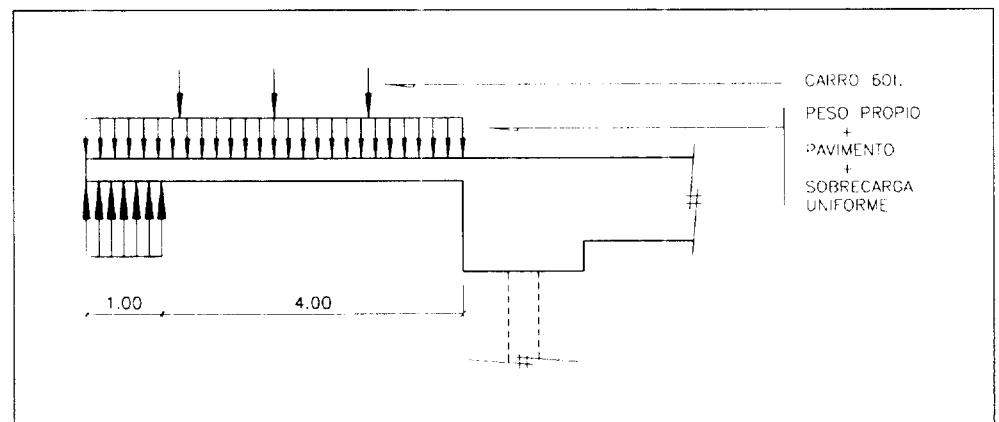


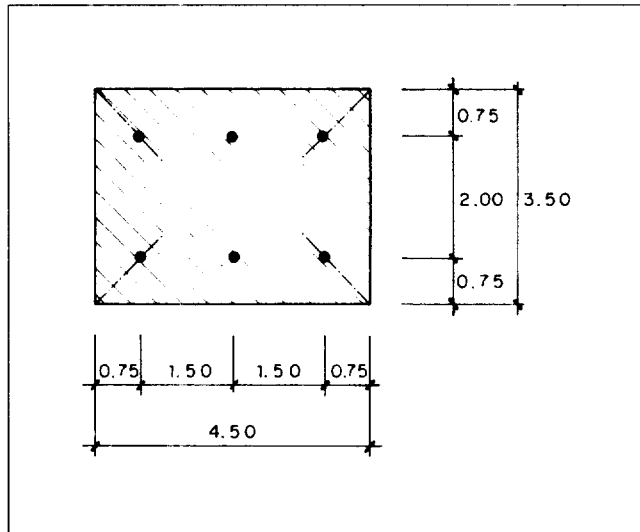
Figura 5.14

Tomando, a estos efectos, el valor de las cargas de cálculo ($\gamma_s=1,50$):

- peso propio $0,30 \times 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$
- pavimento $0,06 \times 25 = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- sobrecarga uniforme $4,0 \text{ kN/m}^2$

$$p^* = 13,0 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 = 20 \text{ kN/m}^2$$

Se supone que la carga del carro equivale a una sobrecarga uniforme, repartida en una superficie de 3,50 x 4,50 metros y de valor:



$$q^* = \frac{1,5 \cdot 600}{3,50 \cdot 4,50} \approx 57 \text{ kN/m}^2$$

Figura 5.15

A efectos de determinación de la armadura, se puede considerar un esquema articulado-empotrado con una luz de cálculo de 4,50 metros.

Para determinar el armado longitudinal, se consideran los esfuerzos siguientes:

- empotramiento: $M_s^* = \frac{(20 + 57) \cdot 4,50^2}{8} = 195 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$A_s \approx \frac{195}{0,23 \cdot \frac{50}{1,15}} = 19,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- vano: $M_s^* = \frac{(20 + 57) \cdot 4,50^2}{14,22} = 110 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$A_s \approx 11,0 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (B 500 S)}$$

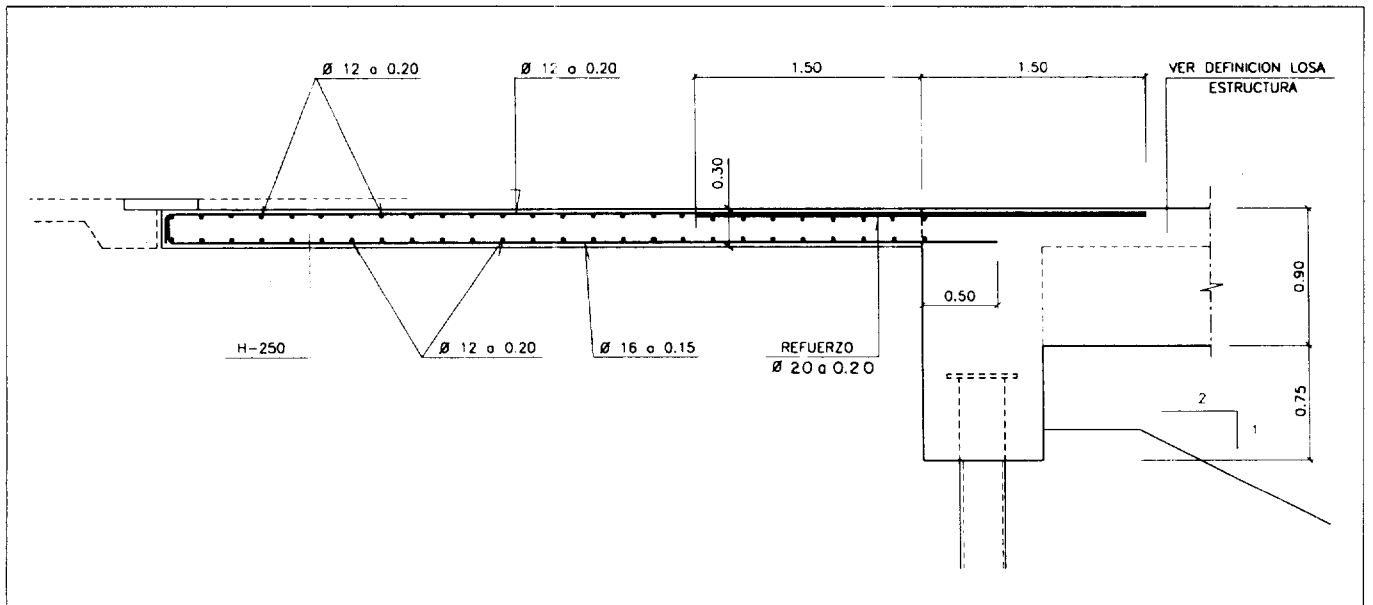
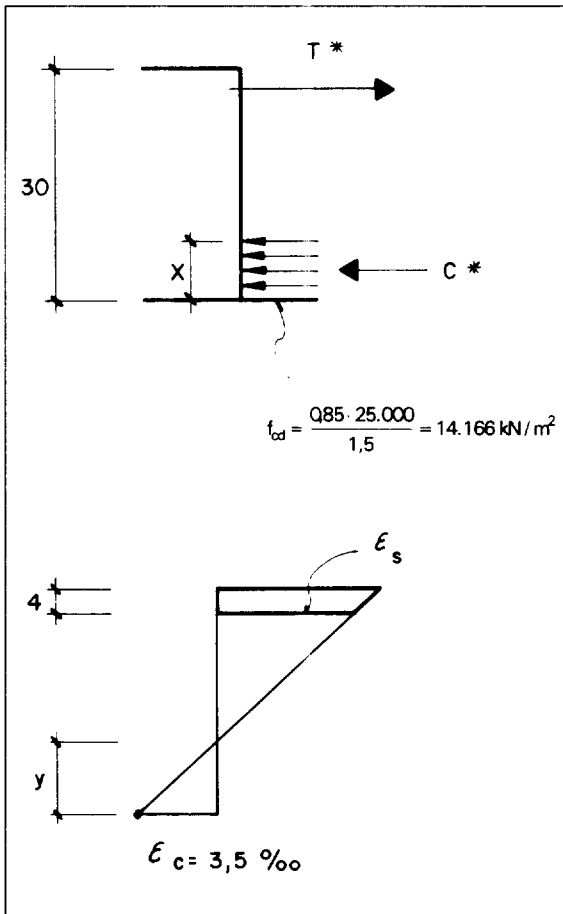


Figura 5.16

En la sección de apoyos, la curvatura máxima se determina aproximadamente como sigue:



$$T^* = 5 \cdot (3,14 + 1,13) \frac{50}{1,15} = 928 \text{ kN}$$

$$x = \frac{928}{141,66} = 6,5 \text{ cm}$$

$$y = \frac{x}{0,80} = 8 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{26 - y}{y} = 3,5 \text{ ‰} \frac{26 - 8}{8} = 7,87 \text{ ‰}$$

$$\chi = \frac{\epsilon_s + \epsilon_c}{0,26} = \frac{7,87 \text{ ‰} + 3,5 \text{ ‰}}{0,26} = 43,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Figura 5.17

y, admitiendo que la rótula equivalente tiene una extensión igual al canto de la losa, resulta:

$$\theta_{lm} = 43,7 \cdot 10^{-3} \cdot 0,30 = 13 \cdot 10^{-3} \ll 1,3 \text{ ‰}$$

Una parte sustancial de esta capacidad rotacional será necesaria para absorber el asiento generado en el terraplén de acceso.

El valor estimado del 1,3% indica que, como orden de magnitud, las armaduras y geometría de la losa admitirían pendientes de la losa de transición del orden del 1%, lo que a su vez equivale a un asiento relativo del terraplén en relación con el estribo del orden de 4 cm. Esta pendiente, y los asientos consiguientes, superan a los que podemos considerar funcionalmente admisibles. Pendientes del orden de 0,4% (unos 2 cm de asiento) en autovías y vías rápidas suele ser el límite aceptable para el servicio de la obra. En carreteras de menor entidad estas cifras pueden alcanzar el 0,8%.

Ello pone de manifiesto que las losas de transición no pueden resolver el problema de los asientos diferenciales del terreno, sino a lo sumo paliarlos. La disposición de losas de transición no evita la exigencia de una cuidadosísima ejecución de los terraplenes y no evita, tampoco, la necesidad de medidas singularizadas cuando son inevitables asientos significativos de aquéllos.

Por otra parte, resulta también evidente que los asientos en los extremos de la losa de transición, junto a los esfuerzos generados en el empotramiento por la función *punto* de la losa, provocarán fisuraciones en la zona de empotramiento que en muchas ocasiones superarán las teóricamente admisibles en fase de servicio. A este respecto, parece razonable no establecer criterios estrictos de limitación de fisuras, sino tomar medidas para que las que se vayan a producir no afecten a la durabilidad de la obra. Entre estas medidas estarían las de utilizar, en esta zona, armaduras galvanizadas o revestidas, así como la de prolongar la impermeabilización del tablero.

5.3. CIMENTACIÓN DEL ESTRIBO

En puentes integrales, lo más habitual es cimentar los estribos con una sola hilera de pilotes hincados, muy flexibles lateralmente, cuya misión es transmitir las cargas verticales que llegan al estribo a capas profundas competentes, sin coaccionar los movimientos horizontales del tablero y manteniendo su capacidad portante a lo largo de la vida útil del puente.

A continuación, se tratan los aspectos siguientes:

- tipos de pilotes empleados
- comportamiento de los pilotes de acero
- metodología para su dimensionamiento
- durabilidad
- cimentación directa

5.3.1. Tipos de pilotes empleados

Dada la naturaleza de estas obras y la reducida dimensión de los pilotes que se utilizan, la solución constructiva tradicional es la de los pilotes hincados en el terreno natural o a través del terreno natural y del relleno del terraplén. La técnica y los problemas relacionados con los pilotes hincados son bien conocidos y no es, por ello, necesario recordarlos aquí.

Lógicamente, como en otros tipos de obra, se podrán utilizar:

- pilotes metálicos
- pilotes prefabricados de hormigón
- pilotes de madera

Pocos ejemplos existen de la utilización de pilotes de madera en puentes integrales. Quizás, el escaso conocimiento sobre su comportamiento frente a deformaciones horizontales reversibles, justifique su ausencia como cimientos de puentes integrales, aunque es bien conocido el excelente comportamiento mecánico y durabilidad de los pilotes de madera en obras con cargas estáticas principalmente y en terrenos secos.

La poderosa industria americana de los prefabricados de hormigón, ha impulsado la construcción de puentes integrales cimentados sobre pilotes de hormigón pretensado, que tienen la ventaja de su coste competitivo y de su buen comportamiento frente al riesgo de corrosión. Sin embargo, los estudios y ensayos realizados están poniendo de manifiesto que la ductilidad de estos pilotes no parece la adecuada para resistir deformaciones reversibles impuestas. De hecho, parece que la última tendencia en ese país consiste en permitir la utilización de este tipo de pilotes, pero limitando su uso al intervalo de deformaciones horizontales que mantengan el pilote en su etapa de comportamiento elástico y, por tanto, sólo podrán ser utilizados en puentes integrales de longitud muy moderada.

Por ello, los pilotes utilizados con más frecuencia son los metálicos, que tienen un excelente comportamiento frente a deformaciones impuestas reversibles, como luego veremos.

Los perfiles HEB son los habituales, siendo perfiles clásicos los HEB-240 (que citamos aquí para aportar un orden de magnitud) con sección de 106 cm² y 83,2 kg de peso por metro. Como ya se ha dicho, en general, se dispone una única fila de pilotes, separados transversalmente entre 2,0 y 3,0 metros.

5.3.2. Comportamiento de los pilotes de acero

Los pilotes tienen que transmitir las cargas verticales al terreno y su disposición y geometría hacen que prácticamente se comporten como apoyos articulados que no coaccionan el giro del tablero. Por otra parte, su presencia tampoco debe coaccionar las deformaciones horizontales del tablero. Para ello, se suelen disponer los perfiles HEB con las alas paralelas al eje del puente y, por tanto, en los puentes rectos, perpendiculares al eje del estribo. Con esta disposición, el perfil puede penetrar con más facilidad en el terreno circundante al desplazarse horizontalmente. Ello equivaldría a considerar que la anchura eficaz que suele utilizarse para determinar la reacción del terreno sobre el pilote sería inferior a la anchura que habría que considerar con el perfil girado y con las alas perpendiculares a la dirección del movimiento. La ventaja anterior parece, sin embargo, que tiene un carácter cualitativo, porque no se suelen facilitar datos para cuantificarla. A largo plazo, el pilote con sección HEB, se desplaza junto con el suelo incorporado entre las alas y se comporta, en cierto modo, como si fuese de sección casi cuadrada.

ACERO	Valores estáticos de:			
	σ_y (kN/cm ²)	ϵ_{st} (m/m)	E_{st2} (kN/cm ²)	
			Tensión	Compresión
A7	24,00	0,0177	400,71 *	492,10 *
A36	26,00	0,0203	316,35	—
A441 (50)	37,50	0,0183	456,95	569,43
A572 (65)	43,60	0,0186	386,65	576,46

* Valor determinado por un método que aproxima a E_{st2} .

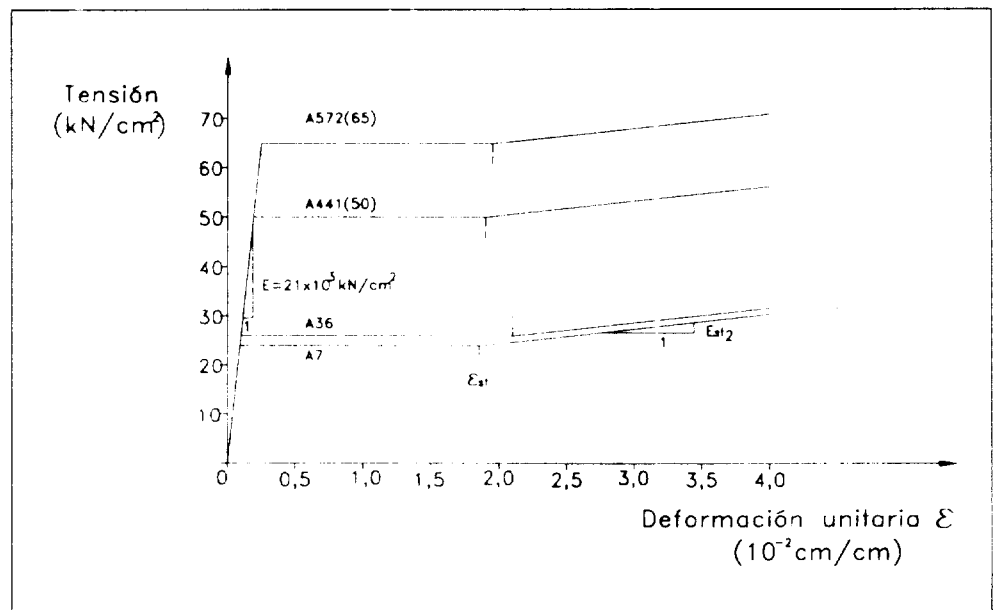


Figura 5.18

Desde otro punto de vista, disponer el perfil con las alas paralelas a la dirección del movimiento hace al pilote más flexible. Sin embargo, la deformación elástica es pequeña comparada con la deformación total que se impondrá a los pilotes y, en tal sentido, esta ventaja es menor de lo que aparenta ser. Además, su comportamiento plástico depende esencialmente de la esbeltez de las alas del perfil (esbeltez como relación entre vuelos y espesor de alas) y en tal sentido, el pilote se comporta de forma similar cualquiera que sea su orientación.

El diagrama tensión-deformación de los aceros habituales, pone de manifiesto su gran capacidad de deformarse plásticamente (figura 5.18).

La capacidad deformacional de la sección se ve limitada por el riesgo de inestabilidades locales de las alas o de las almas de los perfiles laminados. Para situar, sin embargo, el riesgo de que se produzcan tales inestabilidades y de que ello limite la capacidad de deformaciones de un perfil HEB, podemos representar los gráficos siguientes tomados de la literatura especializada, en este caso del *Manual pour le calcul plastic des constructions en acier* de CTICM.

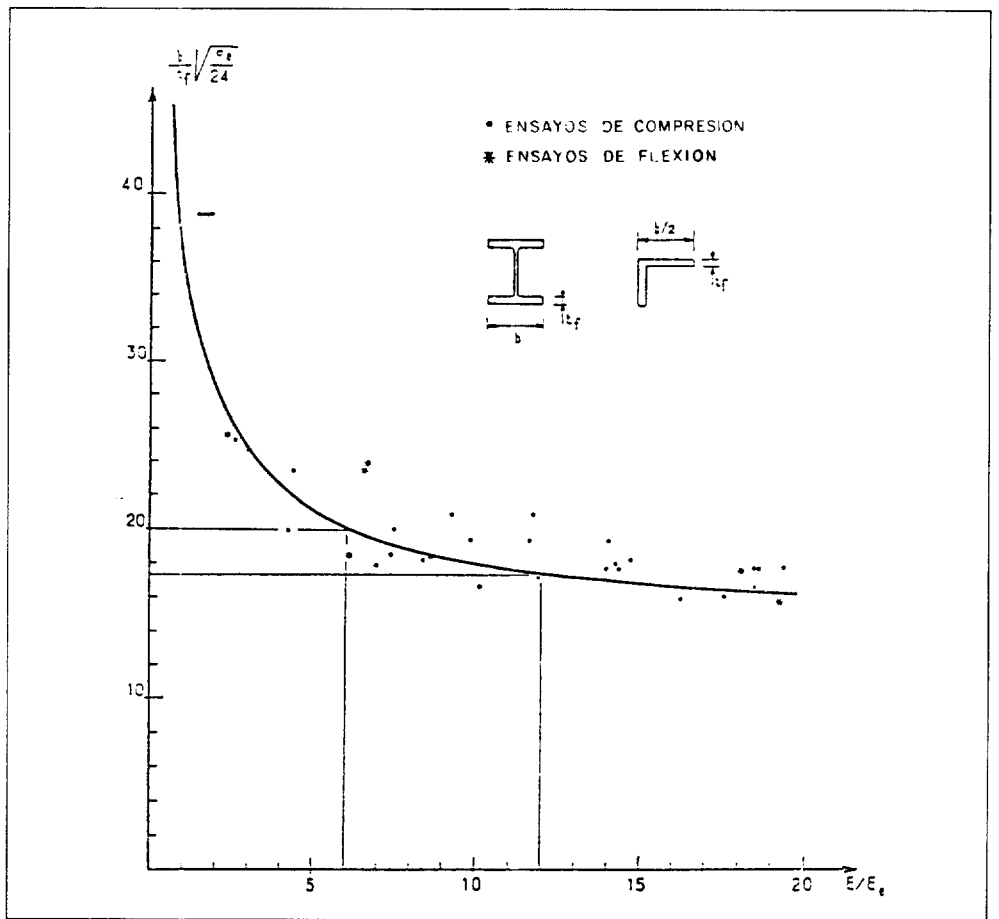


Figura 5.19 Abollamiento de alas

La figura anterior corresponde a la expresión:

$$\frac{b}{t_f} = \left[\frac{37,86}{\frac{\epsilon}{\epsilon_e} + 0,69} + 14,34 \right] \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$$

siendo ϵ_e la deformación unitaria correspondiente al límite elástico.

Al valor $\epsilon/\epsilon_e = 12$, que corresponde aproximadamente al punto del diagrama tensiones-deformaciones en el que la tensión se incrementa debido al efecto Bauschinger, le corresponde un valor $b/t_f = 17,3$. Pero se ve en el diagrama que valores de b/t_f ligeramente inferiores producen aumentos de la relación ϵ/ϵ_e muy significativos.

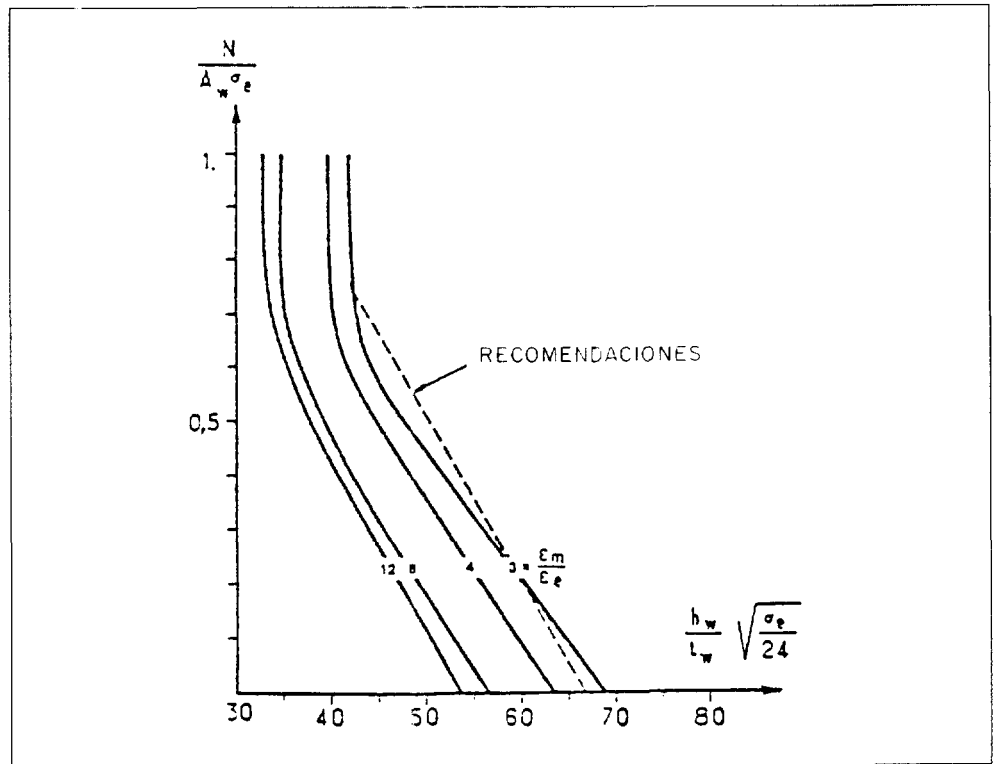


Figura 5.20 Abollamiento del alma

En el gráfico de la figura 5.20, se observa que con valores de altura/espesor del alma reducidos, se alcanzan deformaciones del alma que superan también $12 \epsilon_e$.

En la tabla siguiente, se recogen los valores b/t_f y h_w/t_w de perfiles HEB en el rango de utilización más probable.

HEB	200	220	240	260	280	300
b/t_f	13,3	13,7	14,1	14,8	15,5	15,8
h_w/t_w	22,2	23,1	24,0	26,0	26,7	27,3
A [cm ²]	78,1	91,0	106,0	118,4	131,4	149,1

Es claro que la capacidad de deformación plástica de estos perfiles es muy elevada. Por ello, es lógico que en la práctica no se imponga limitación alguna a su rotación plástica.

Por otra parte, hay que recordar que los pilotes metálicos de un puente integral están sometidos a ciclos de deformaciones impuestas reversibles provocadas por las variaciones de temperatura. En general, dichas deformaciones alternadas estarán situadas en el rango de plastificaciones de la sección. Hay que plantearse, por tanto,

cuál es el comportamiento del perfil bajo este tipo de deformaciones impuestas, teniendo en cuenta que su valor máximo se producirá solamente una vez a lo largo de la vida de la estructura, que a 100 ciclos anuales (considerando su vida útil de 100 años) corresponderá lógicamente una amplitud de variación menor y que aún lo será menos si consideramos su variación mensual, que se producirá unas 1200 veces a lo largo de la vida de la obra.

Un esquema, basado en ensayos específicos a los que se hace referencia en la literatura especializada (Manual ASCE-N.º 41: *Plastic Design in Steel*), es el representado en la figura 5.21.

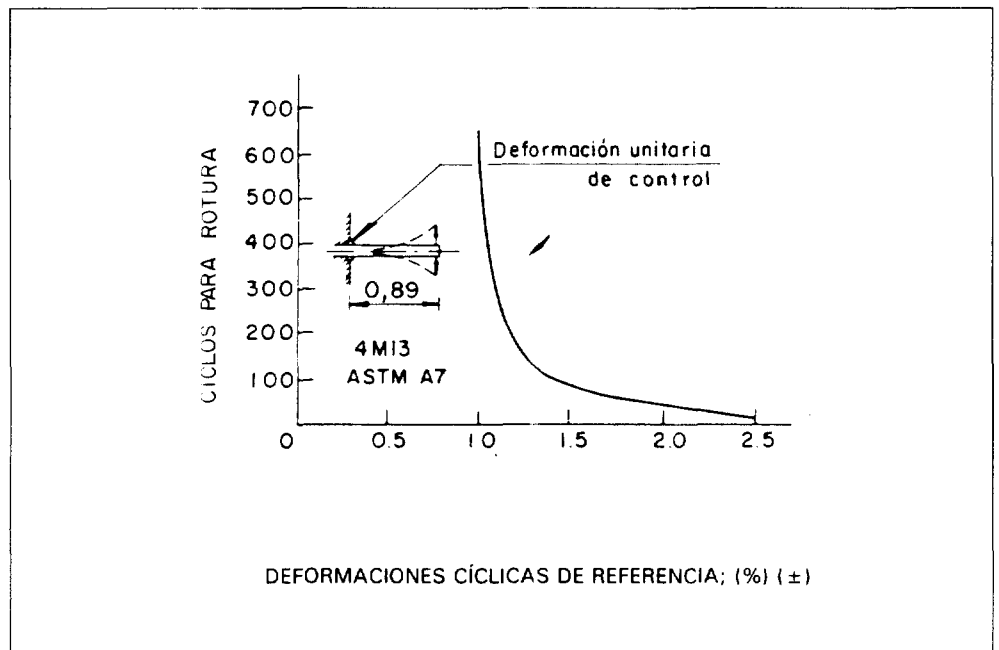


Figura 5.21

En el esquema, se observa que cuando la deformación unitaria máxima de los desplazamientos cíclicos no supera el 1%, el comportamiento es muy poco sensible a ciclos centenarios. De hecho, el comportamiento del perfil se caracteriza en los diversos trabajos experimentales referenciados por una notable estabilidad, tanto de los diagramas momento-curvatura como en los diagramas cargas-deformaciones. Los ensayos demuestran que los perfiles laminados son capaces de soportar importantes cargas alternadas y que la rotura solamente se produce para valores muy altos de deformaciones alternadas y para un número de ciclos considerablemente más grande que los resultantes en los puentes integrales. De hecho, los ensayos que se han realizado en Estados Unidos sobre este tipo de puentes, en los que identifican los problemas que pueden plantearse en los pilotes prefabricados pretensados, les llevan a asegurar que las cargas repetitivas no son un factor limitativo para los pilotes de acero con perfiles HEB.

El comportamiento de los pilotes de acero con sección circular en el rango de las dimensiones más frecuentemente utilizadas, es aún más favorable. Según el Eurocódigo 3, un comportamiento perfectamente plástico de la sección se alcanza para relaciones diámetro-espesor, que cumplen la condición:

$$\frac{D}{t} \leq 50 \frac{235}{f_y}$$

siendo f_y el límite elástico del acero empleado.

La relación D/t , en algunos de los perfiles que pueden ser utilizados, es:

D [mm]	t [mm]	A [cm ²]	D/t
244,5	10,0	73,7	24,4
273,0	10,0	82,6	27,3
323,9	10,0	98,0	32,4
355,6	10,0	109,0	35,5
355,6	12,5	122,0	28,4

Los valores de D/t muy alejados del valor límite de 50 –por debajo del cual se acepta un comportamiento plástico– ponen de manifiesto que, aún más que en los perfiles HEB, los pilotes con sección tubular no se ven prácticamente afectados por los movimientos cíclicos que generan en los puentes integrales las variaciones de temperatura.

5.3.3. Metodología para el dimensionamiento de los perfiles metálicos

El proceso de deformación de los pilotes metálicos constará de una fase elástica y una fase plástica, en la que progresivamente se producirá una primera rotura plástica en el empotramiento con el tablero, una segunda a una profundidad que dependerá de la coacción del terreno a los desplazamientos horizontales y una tercera y última, entre las dos anteriores, que llevaría al colapso de la estructura. El esquema que representa este comportamiento se resume en la figura 5.22.

El valor del desplazamiento elástico es, como ya se ha dicho, muy pequeño. Para tener orden de magnitud, se determina a continuación el correspondiente a un perfil

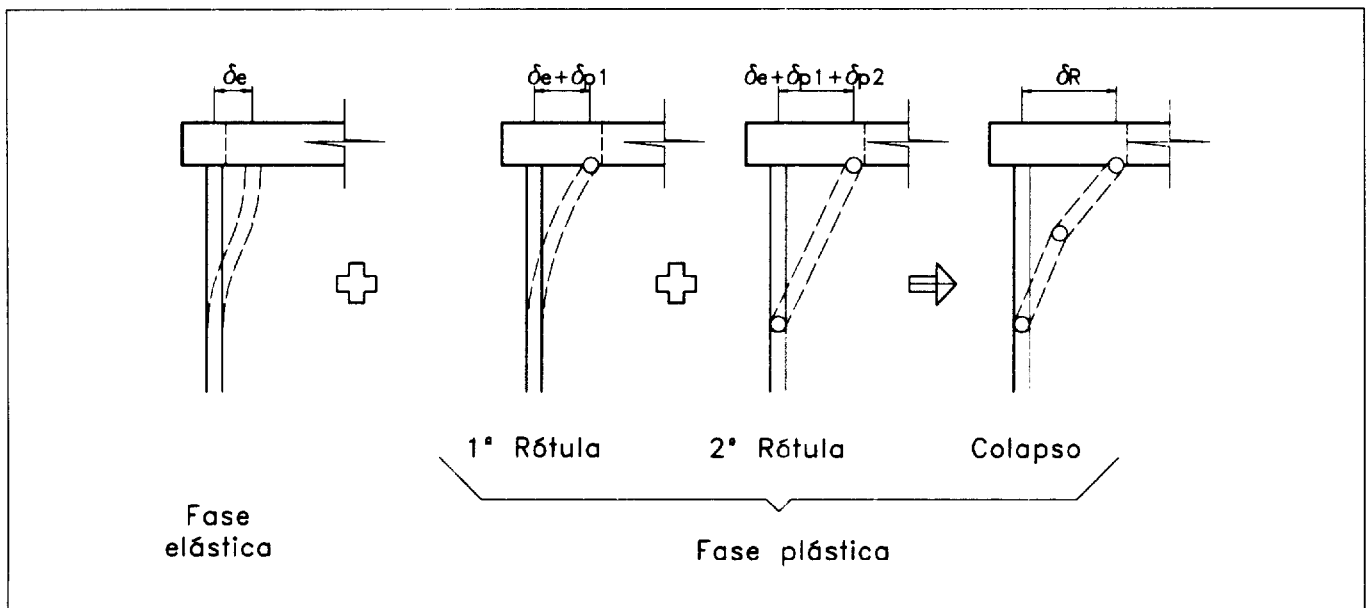


Figura 5.22

HEB-240 con la orientación más flexible y bajo una sollicitación de compresión de $N = 800$ kN, para un rango lógico de longitudes equivalentes de empotramiento ($H=2,00/3,00/4,00$ metros). El valor del desplazamiento elástico viene definido por:

$$\delta_e = \frac{MH^2}{6EI}$$

siendo:

$$M = \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right) W$$

En el caso considerado:

$$M = \left(26 - \frac{800}{106} \right) \frac{327}{100} = 60,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_e = \frac{60,34 \cdot H^2 \cdot 100}{6 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 3,92 \cdot 10^{-5}} \text{ (en centímetros, con H en metros)}$$

$$\delta_e = 0,12 H^2 \text{ (en centímetros, con H en metros)}$$

H [m]	2,00	3,00	4,00
δ_e [cm]	0,48	1,08	1,92

Por otra parte, se puede estimar el valor del desplazamiento correspondiente a la formación en el pilote metálico de dos rótulas separadas una altura H . Para estimar el valor de δ_p (suma de δ_{p1} y δ_{p2} de la figura 5.22) se puede, a estos efectos, obviar la influencia de N , aceptar una deformación máxima unitaria de $12 \epsilon_e$ y suponer que la rótula se concentra en una profundidad de perfil equivalente a su canto. En estas condiciones, el valor del giro máximo de las rótulas plásticas será:

$$\theta_{\max} = 2 \epsilon_{r_{\max}} = 2 \cdot 12 \frac{260}{210.000} = \frac{29,7}{100} \ll 3 \%$$

El valor de la deformación plástica sería:

$$\delta_p \approx \theta_{\max} \cdot H = \frac{3}{100} H$$

H [m]	2,00	3,00	4,00
δ_p [cm]	6,00	9,00	12,00

Al comparar estos valores máximos orientativos de δ_p con los de δ_e antes calculados, se pone de manifiesto que:

- 1º) Las deformaciones elásticas son muy pequeñas comparadas con las potenciales deformaciones plásticas.
- 2º) En la práctica, los desplazamientos horizontales del tablero del puente provocarán inevitablemente plastificaciones en los pilotes metálicos.

3º) A efectos de cálculo, puede considerarse un diagrama momentos-rotaciones rígido-plástico:

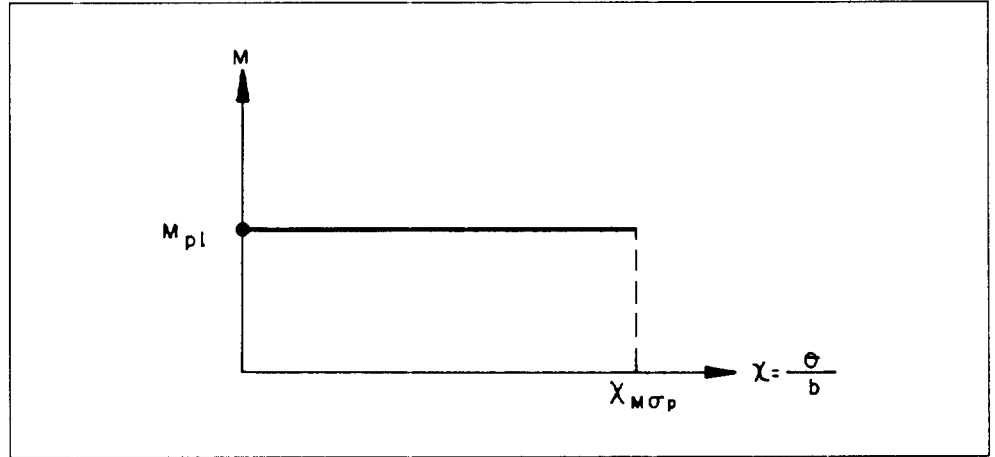


Figura 5.23

El valor del momento plástico será:

$$M_{pl} = \psi M_e$$

siendo ψ el coeficiente de forma que se puede tomar como:

- $\psi = 1,50$ sección H con orientación de menor rigidez
- $\psi = 1,06$ sección H con orientación de mayor rigidez
- $\psi = 1,27$ secciones tubulares

Por otra parte, la existencia de un esfuerzo de compresión solicitando al pilote reduce su capacidad rotacional plástica, lo que se debe tener en cuenta al justificar el dimensionamiento de la cimentación de un puente integral.

A este respecto, parece suficientemente preciso para los fines perseguidos considerar una variación lineal entre las dos situaciones extremas: aquella en la que $N_s = 0$ y el caso en que $N_s = \sigma_e A$.

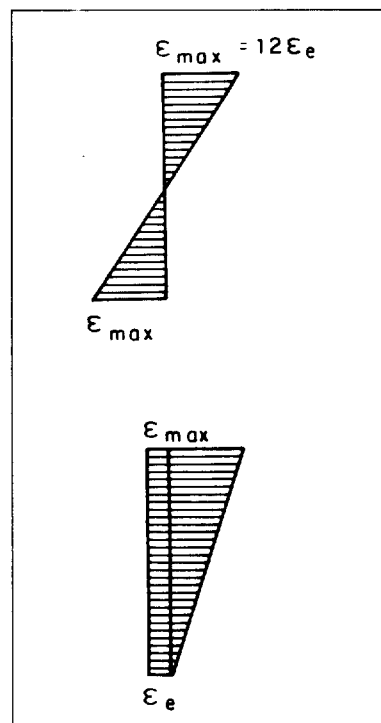


Figura 5.24

Para $N_s = 0$

$$\chi_M = \frac{2 \epsilon_{max}}{b} = \frac{24 \epsilon_e}{b} \quad (b, \text{ canto del perfil})$$

Para $N_s = \sigma_e \cdot A = N_{pl}$

$$\chi_{N_p} = \frac{\epsilon_{max} - \epsilon_e}{b} = \frac{12 \epsilon_e - \epsilon_e}{b} = \frac{1}{2} (\chi_M - \chi_e)$$

Para los casos intermedios $0 \leq N \leq N_{pl}$, el valor de χ se podrá determinar según el siguiente esquema.

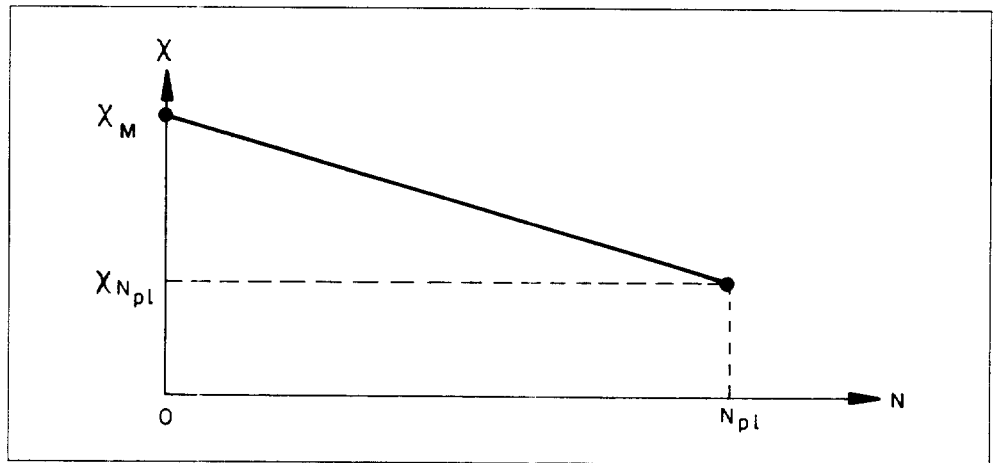


Figura 5.25

El valor de la rotación consiguiente será:

$$\theta = \chi \cdot b$$

y responderá al diagrama siguiente:

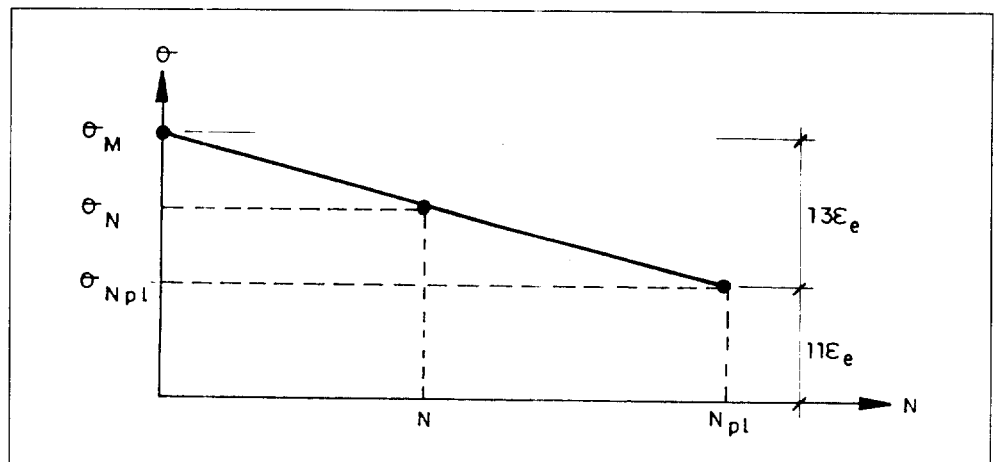


Figura 5.26

con:

$$\theta_M = 24 \epsilon_e$$

$$\theta_{N_{pl}} = 11 \epsilon_e$$

Y, en general:

$$\theta_N = \epsilon_e \cdot \left(24 - 13 \frac{N}{N_{pl}} \right)$$

Una vez definido el proceso para evaluar la capacidad rotacional de los pilotes, como parte de la evaluación de su comportamiento, hay que plantearse la problemática que genera el hecho de que los pilotes estén envueltos en un terreno determinado que coacciona sus desplazamientos. Son numerosos los métodos de análisis del comportamiento de pilotes solicitados por cargas horizontales. Pero la gran mayoría de ellos plantean comportamientos en el rango elástico y no buscan soluciones al problema específico de conocer la respuesta frente a desplazamientos impuestos, problema que es característico de los puentes integrales.

Hemos visto que los pilotes metálicos, con las secciones a las que se ha hecho referencia, pueden tener un comportamiento dúctil y, por ello, tener capacidad rotacional suficiente para generar rótulas plásticas y adaptarse a los movimientos generados e impuestos por el tablero que soportan.

En coherencia con todo ello, analizando la influencia de la coacción del terreno en la proximidad del colapso: una vez que se han formado las dos rótulas plásticas a la distancia H , se formará una tercera rótula intermedia que completará el mecanismo de colapso del pilote. En esta situación, el esquema de trabajo del tramo del pilote acotado por las dos rótulas plásticas será el siguiente:

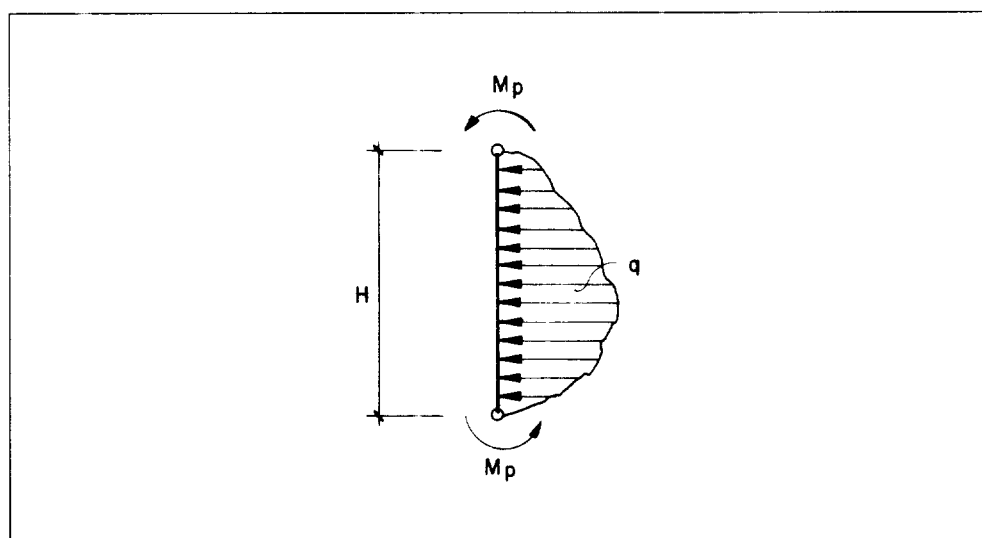


Figura 5.27

Los valores M_p son función del esfuerzo axial que solicita al pilote. A efectos prácticos, en este caso, se puede tomar con suficiente aproximación:

$$M_{pi} = \psi \left(\sigma_e - \frac{N}{A} \right) W_e$$

Tanto el valor de las cargas debidas a la coacción del terreno como su distribución a lo largo del pilote, son muy inciertos y, por tanto, también lo son los esfuerzos que generan. En lo que sigue, se utilizan dos hipótesis cuya validez depende, entre otras cosas, de la naturaleza de los terrenos de cimentación. Por una parte, se admite que la reacción generada por la coacción al desplazamiento es proporcional a dicho desplazamiento, a través de un coeficiente, generalmente denominado coeficiente de reacción o coeficiente de balasto, que suele suponerse constante y que es, en consecuencia, una de las características propias del terreno de cimentación.

La situación sería, entonces, la siguiente:

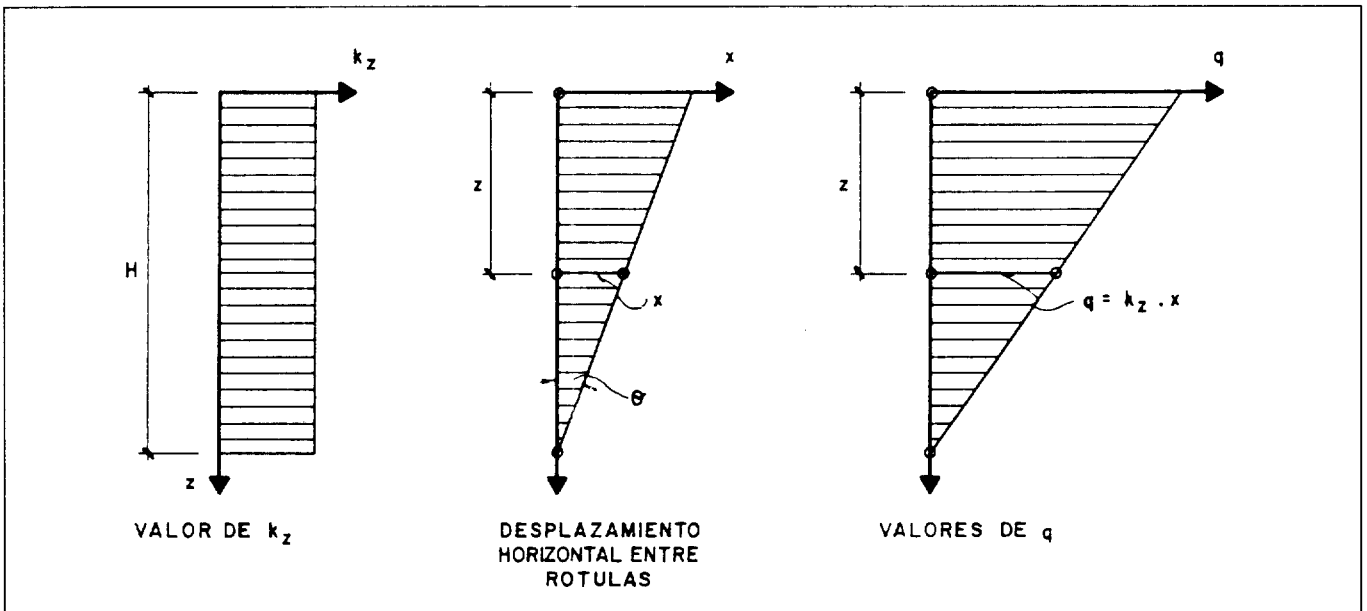


Figura 5.28

Siendo:

$$k_z = \text{cte} = k$$

$$x = \theta \cdot (H - z)$$

$$q = k \cdot b \cdot x = k b \theta (H - z)$$

b ancho del pilote perpendicular a la dirección del movimiento

θ giro del pilote

El valor máximo del momento isostático para la carga triangular será:

$$M_{\max} = \frac{q H^2}{15,59}$$

Se puede aceptar que la tercera rótula, que establece el mecanismo de rotura, se producirá cuando este momento máximo coincida con el momento plástico de la sección. En ese caso, será:

$$M_{pl} = \frac{k \cdot \theta \cdot b (H - z) H^2}{15,59} = \frac{k \cdot \theta \cdot b \cdot 0,577 H^3}{15,59}$$

luego:

$$H = \sqrt[3]{\frac{27 M_{pl}}{k \cdot \theta \cdot b}} \quad (k \text{ en } F/L^3)$$

Planteando ahora la hipótesis de variación lineal con la profundidad del coeficiente de balasto resultan los esquemas siguientes:

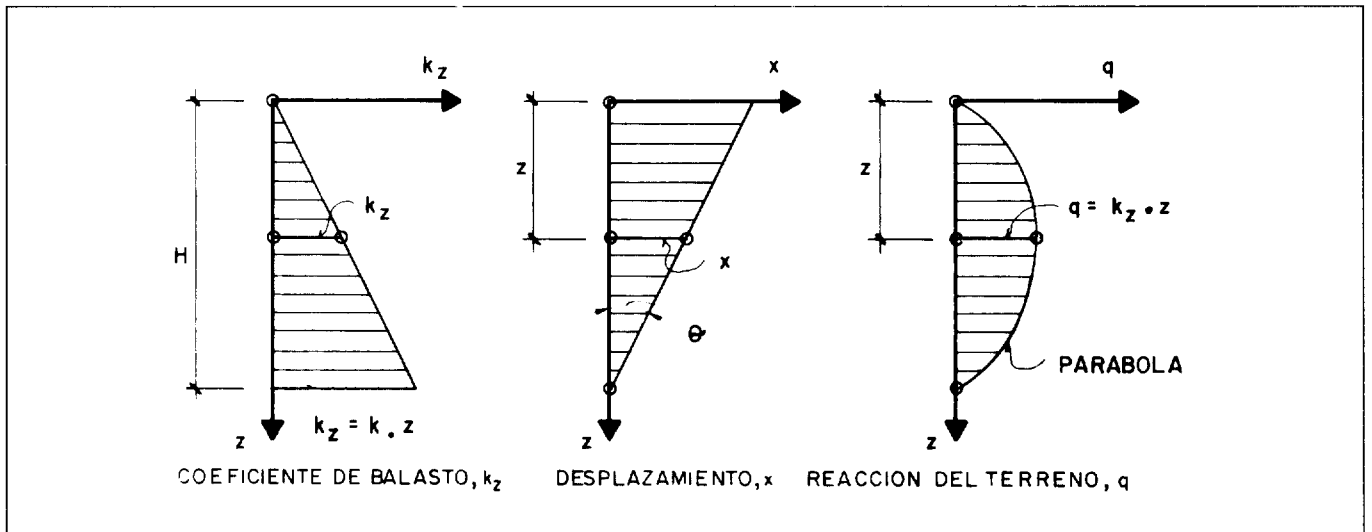


Figura 5.29

El momento máximo correspondiente a la ley de cargas parabólicas será:

$$M_{\max} = \frac{5 q_{\max} H^2}{48}$$

siendo:

$$q_{\max} = k_z \frac{H}{2} \left(\theta \cdot \frac{H}{2} \right) \cdot b = \frac{k_z \cdot \theta \cdot b \cdot H^2}{4}$$

Aceptando el criterio anterior, la tercera rótula se producirá cuando M_{\max} coincida con el momento plástico de la sección:

$$M_{pl} = \frac{5 q_{\max} H^2}{48} = \frac{5 \cdot k_z \cdot \theta \cdot b \cdot H^4}{192}$$

luego:

$$H = \sqrt[4]{\frac{38 M_{pl}}{k_z \cdot \theta \cdot b}} \quad (k_z \text{ en } F/L^4)$$

En las dos expresiones anteriores de H , el parámetro con mayor rango de variación, por consiguiente el más influyente y, por otra parte, el de mayor incertidumbre en su evaluación es el coeficiente de balasto en su doble modalidad: k (F/L^3) cuando se puede considerar que se mantiene constante con independencia de la profundidad y k_z (F/L^4) cuando se puede considerar que su valor aumenta proporcionalmente con la profundidad.

En la literatura técnica, existen numerosas referencias a valores característicos del coeficiente de balasto y a la forma de obtenerlos. Así, por ejemplo, en las *Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de Obras marítimas y portuarias (ROM 05-94)*, se dice lo siguiente:

“El módulo de balasto horizontal se puede estimar por varios procedimientos:

- a) Mediante pruebas de carga horizontal debidamente interpretadas.
- b) Mediante información local debidamente contrastada.
- c) En función del resultado de ensayos presiométricos o dilatómétricos realizados en sondeos.

Según este procedimiento el módulo de balasto horizontal sería:

$$K_h = \alpha \frac{E_p}{D}$$

donde:

E_p módulo presiométrico

D diámetro del pilote $\leq 0,3$ m

α factor adimensional que depende del tipo de terreno y oscila entre 1,5 para arcillas y 3 para suelos granulares

- d) Mediante las siguientes correlaciones basadas en la experiencia general.

En arenas se supone que el módulo de balasto depende no sólo de la profundidad z sino también del diámetro del pilote, D :

$$K_h = n_h \frac{z}{D}$$

El valor de la constante de proporcionalidad n_h se puede tomar de la tabla siguiente.

Valores de n_h en MN/m³		
Compacidad de las arenas	Situación respecto al nivel freático	
	Por encima	Por debajo
Floja	2	1.2
Media	5	3
Compacta	10	6
Densa	20	12

En arcillas puede suponerse que el módulo de balasto es proporcional a su resistencia al corte sin drenaje, s_u , e inversamente proporcional al diámetro del pilote, D , a cuyo análisis se piensa aplicar el coeficiente de balasto.

$$K_h = 50 \text{ a } 100 \text{ veces } \left(\frac{s_u}{D} \right) "$$

Más explícitamente, en otras publicaciones, se facilitan valores con los rangos de variación del coeficiente de balasto como los de la tabla siguiente:

TIPO DE SUELO	Coefficiente de balasto Placa de 1 pie ² [kN/m ²]
** Suelo fangoso	5.000 a 15.000
* Arena seca o húmeda, suelta (N _{SPT} 3 a 9)	12.000 a 36.000
* Arena seca o húmeda, media (N _{SPT} 9 a 30)	36.000 a 120.000
* Arena seca o húmeda, densa (N _{SPT} 30 a 50)	120.000 a 240.000
* Grava fina con arena fina	80.000 a 100.000
* Grava media con arena fina	100.000 a 120.000
* Grava media con arena gruesa	120.000 a 150.000
* Grava gruesa con arena gruesa	150.000 a 200.000
* Grava gruesa firmemente estratificada	200.000 a 400.000
** Arcilla blanda (q_u 25 a 50 kN/m ²)	6.500 a 13.000
** Arcilla media (q_u 50 a 200 kN/m ²)	13.000 a 40.000
** Arcilla compacta (q_u 200 a 400 kN/m ²)	40.000 a 80.000
Arcilla margosa dura (q_u 400 a 1.000 kN/m ²)	80.000 a 210.000
Marga arenosa rígida	210.000 a 440.000
Arena de miga y tosco	220.000 a 1.100.000
Marga	220.000 a 22×10^6
Caliza margosa alterada	1.500.000 a 2.200.000
Caliza sana	8.850.000 a 36×10^6
Granito meteorizado	300.000 a 90×10^6
Granito sano	17×10^6 a 36×10^6
* En los terrenos granulares, si están sumergidos, se tomarán unos valores iguales a los de la tabla multiplicados por 0,60.	
** Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración.	

Los planteamientos y valores anteriores ponen de manifiesto la incertidumbre asociada a los métodos basados en el coeficiente de balasto, a pesar que su influencia está mitigada al verse afectada por la raíz cúbica o la raíz cuarta.

A las incertidumbres tradicionales, hay que añadir que aquí se trata de abordar la respuesta frente a movimientos lentos, entre los que el más importante tiene carácter alternativo; lo que razonablemente debe provocar un *reblandecimiento* del terreno y, por tanto, una reducción en los coeficientes de balasto en relación con los que habitualmente se consideran, además de la reducción que también proporcionan los fenómenos elastoplásticos.

Por otra parte, siempre que en las aplicaciones prácticas estemos suficientemente alejados de situaciones límite, podemos aceptar la incertidumbre de los valores. Además, a medida que se disponga de datos basados en el comportamiento de los pilotes de puentes integrales, podrán irse ajustando valores fiables del coeficiente de balasto como parámetro para confirmar y precisar el método planteado.

Para acotar el rango de variación frecuente en la práctica, se pueden estimar los valores de H que resultan en el caso del pilote HEB-240 que se está considerando y para diferentes valores de k (F/L³) y k_s (F/L⁴).

Suponiendo $N = 1.000 \text{ kN}$:

$$M_{pl} = 1.5 \left(26 \text{ kN/cm}^2 - \frac{1.000 \text{ kN}}{106 \text{ cm}^2} \right) \frac{327 \text{ cm}^2}{100} = 81,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N}{N_{pi}} = \frac{1.000}{26 \cdot 106} = 0,36$$

$$\theta_{max} = \varepsilon \left(24 - 13 \frac{N}{N_{pi}} \right) = \frac{26}{21.000} (24 - 13 \cdot 0,36) = \frac{2,4}{100}$$

Para k y k_z tomaremos los siguientes valores:

k 10⁴ [kN/m³]	k_z 10⁴ [kN/m⁴]
1,0	0,5
5,0	2,5
10,0	2,5
15,0	7,5
20,0	10,0
50,0	10,0

Conviene señalar que 10^4 kN/m^3 equivalen a 1 kg/cm^3 y que los valores de k_z previstos presuponen que a 2,0 metros de profundidad el valor del coeficiente de balasto linealmente variable con la profundidad coincide con el de los valores considerados para k , esto es, cuando dicho coeficiente permanece constante.

Con los valores anteriores, las expresiones de H en función de k y k_z son:

$$H = \sqrt[3]{\frac{27 M_{pi}}{k \theta b}} = \sqrt[3]{\frac{27 \cdot 81,3}{k \cdot \frac{2,4}{100} \cdot 0,24}} = \frac{72,5}{\sqrt[3]{k}}$$

$$H = \sqrt[4]{\frac{38 M_p}{k_z \theta b}} = \sqrt[4]{\frac{38 \cdot 81,3}{k_z \cdot \frac{2,4}{100} \cdot 0,24}} = \frac{27,1}{\sqrt[4]{k_z}}$$

Y, recordando además que $\theta_p = \theta \cdot H$, resultan los valores siguientes:

Valores de H para $\theta = 2,4 \%$					
k 10⁴ [kN/m³]	H [m]	δ_p [cm]	k_z 10⁴ [t/m⁴]	H [m]	δ_p [cm]
1,0	3,37	8,08	0,5	3,22	7,73
5,0	1,97	4,72	2,5	2,16	5,17
10,0	1,56	3,75	5,0	1,81	4,35
15,0	1,36	3,27	7,5	1,64	3,93
20,0	1,24	2,98	10,0	1,52	3,66
50,0	0,91	2,19	25,0	1,21	2,91

Si en lugar de considerar la rotación plástica límite $\theta = 2,4\%$, se considera el valor, muy conservador, del 1% , resulta:

$$H = \frac{97,1}{\sqrt[3]{k}} \quad \text{y} \quad H = \frac{33,7}{\sqrt[4]{k_z}}$$

y los valores anteriores se transforman en los siguientes:

Valores de H para $\theta = 1\%$					
k 10^4 [t/m ⁴]	H [m]	δ_p [cm]	k_z 10^4 [kN/m ²]	H [m]	δ_p [cm]
1,0	4,51	4,51	0,5	4,01	4,01
5,0	2,64	2,64	2,5	2,68	2,68
10,0	2,09	2,09	5,0	2,25	2,25
15,0	1,83	1,83	7,5	2,04	2,04
20,0	1,66	1,66	10,0	1,90	1,90
50,0	1,22	1,22	25,0	1,51	1,51

Para los valores intermedios $\theta = 2\%$ y $\theta = 1,5\%$:

- Para $\theta = 2\%$

$$H = \frac{77}{\sqrt[3]{k}} \text{ [m]} \quad \delta_{pl} = \frac{154}{\sqrt[3]{k}} \text{ [cm]}$$

$$H = \frac{28,3}{\sqrt[4]{k_z}} \text{ [m]} \quad \delta_{pl} = \frac{56,6}{\sqrt[4]{k_z}} \text{ [cm]}$$

- Para $\theta = 1,5\%$

$$H = \frac{84,8}{\sqrt[3]{k}} \text{ [m]} \quad \delta_{pl} = \frac{127,2}{\sqrt[3]{k}} \text{ [cm]}$$

$$H = \frac{30,4}{\sqrt[4]{k_z}} \text{ [m]} \quad \delta_{pl} = \frac{45,7}{\sqrt[4]{k_z}} \text{ [cm]}$$

En resumen, los valores de los desplazamientos plásticos para los cuatro valores de θ escogidos son los siguientes:

Valores de δ_{pl} [cm] para $k = \text{cte}$				
θ $10^4 k$ [kN/m ²]	2,4 %	2,0 %	1,5 %	1,0 %
1,0	8,08	7,15	5,90	4,51
5,0	4,72	4,18	3,45	2,64
10,0	3,75	3,32	2,74	2,09
15,0	3,27	2,90	2,39	1,83
20,0	2,98	2,63	2,18	1,66
50,0	2,19	1,94	1,60	1,22

Valores de δ_{pl} [cm] para k_z (variación lineal)				
θ / $10^4 k_z$ [kN/m ³]	2,4 %	2,0 %	1,5 %	1,0 %
1,0	7,73	6,73	5,42	4,01
5,0	5,17	4,50	3,63	2,68
10,0	4,35	3,79	3,05	2,25
15,0	3,93	3,42	2,76	2,04
20,0	3,66	3,18	2,56	1,90
50,0	2,91	2,53	2,04	1,51

Los valores anteriores también pueden ser representados en diagramas $\delta_{pl} - \theta$ (figuras 5.30 y 5.32), para los diferentes valores de k y de k_z . Es interesante observar que los valores de δ_{pl} no aumentan significativamente con la rotación para valores altos de k y de k_z y que, por otra parte, la deformabilidad del pilote es muy reducida para valores altos del *coeficiente de balasto*. Por el contrario, para terrenos deformables (k en el entorno de 10^4 kN/m³), la coacción del terreno no impide desplazamientos importantes de la cabeza del pilote y que, en la práctica, se alejan del rango de los desplazamientos requeridos.

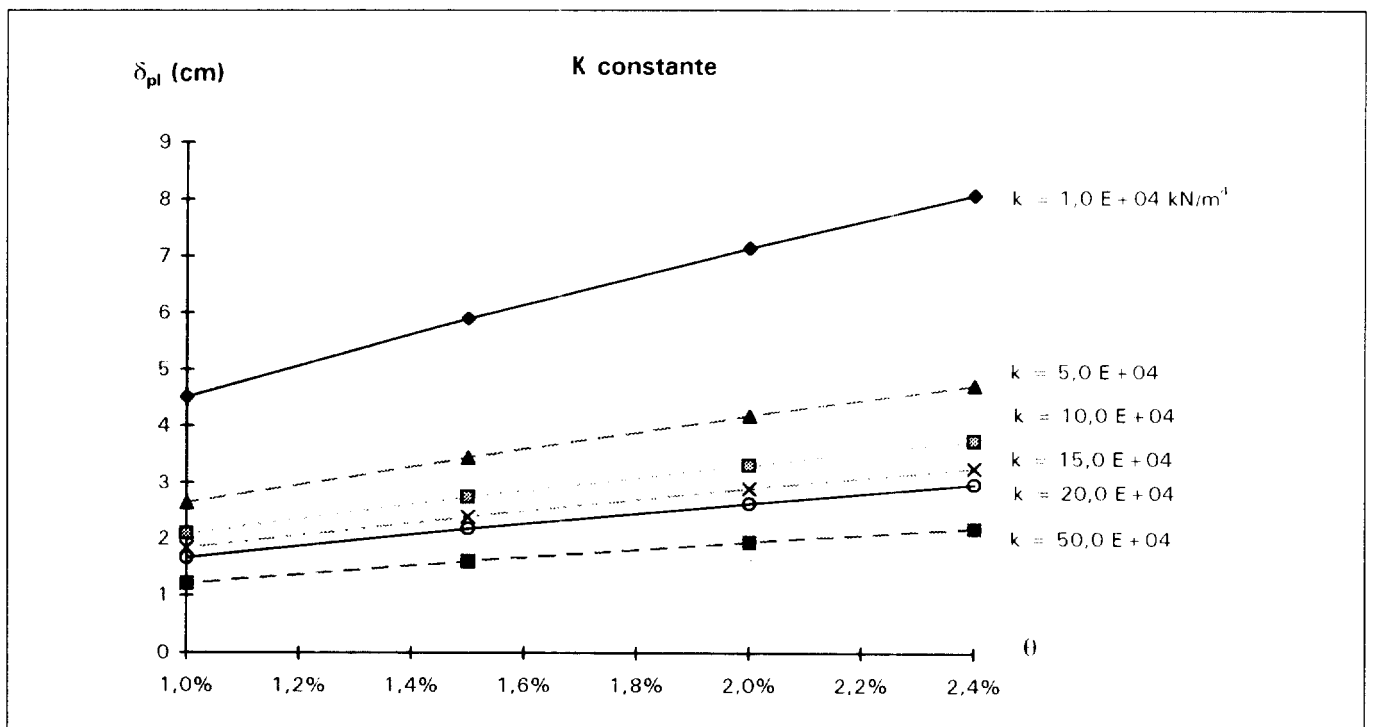


Figura 5.30 Valores de δ_{pl} , en función de θ , para diferentes valores de k

En vista de ello, parece razonable limitar a $\theta = 1,5\%$ el máximo valor de la rotación en los pilotes metálicos. Aún quedará así un margen hasta el valor límite que justifica que, tras lo anteriormente expuesto, no haga falta tomar explícitamente en consideración el riesgo asociado a la fatiga de bajo número de ciclos provocada por las variaciones térmicas.

En el gráfico $\delta_{pl} - k$ y $\delta_{pl} - k_z$, para $\theta = 1,5\%$ (figura 5.31), se observa también que a partir de valores de $k = 15 \times 10^4$ kN/m³ (ó $k_z = 7,5 \times 10^4$ kN/m⁴), el desplazamiento varía muy poco. Aunque esto puede generar dudas sobre el modelo de cálculo estableci-

do, anuncia sobre todo la dificultad de disponer de desplazamientos suficientes en terrenos poco deformables.

En caso de disponer de modelos eficientes que relacionen la coacción de desplazamientos laterales de los pilotes con su dificultad de hincado, se podría probablemente situar también en la frontera de los $k = 15 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ y $k_z = 7,5 \times 10^4 \text{ kN/m}^4$ el tipo de terreno en el que pueden utilizarse los pilotes hincados.

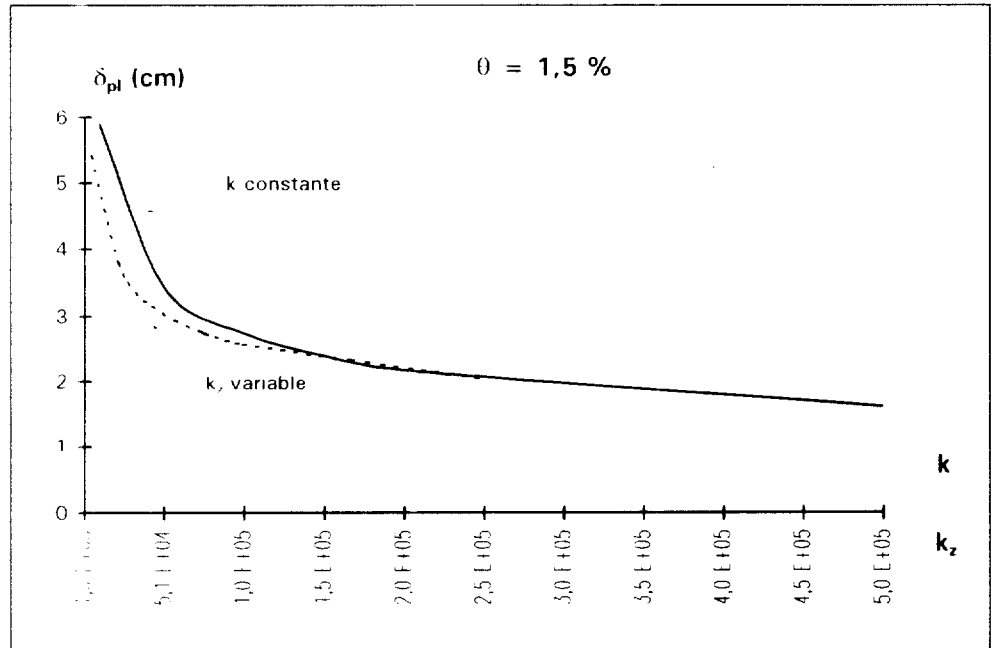


Figura 5.31

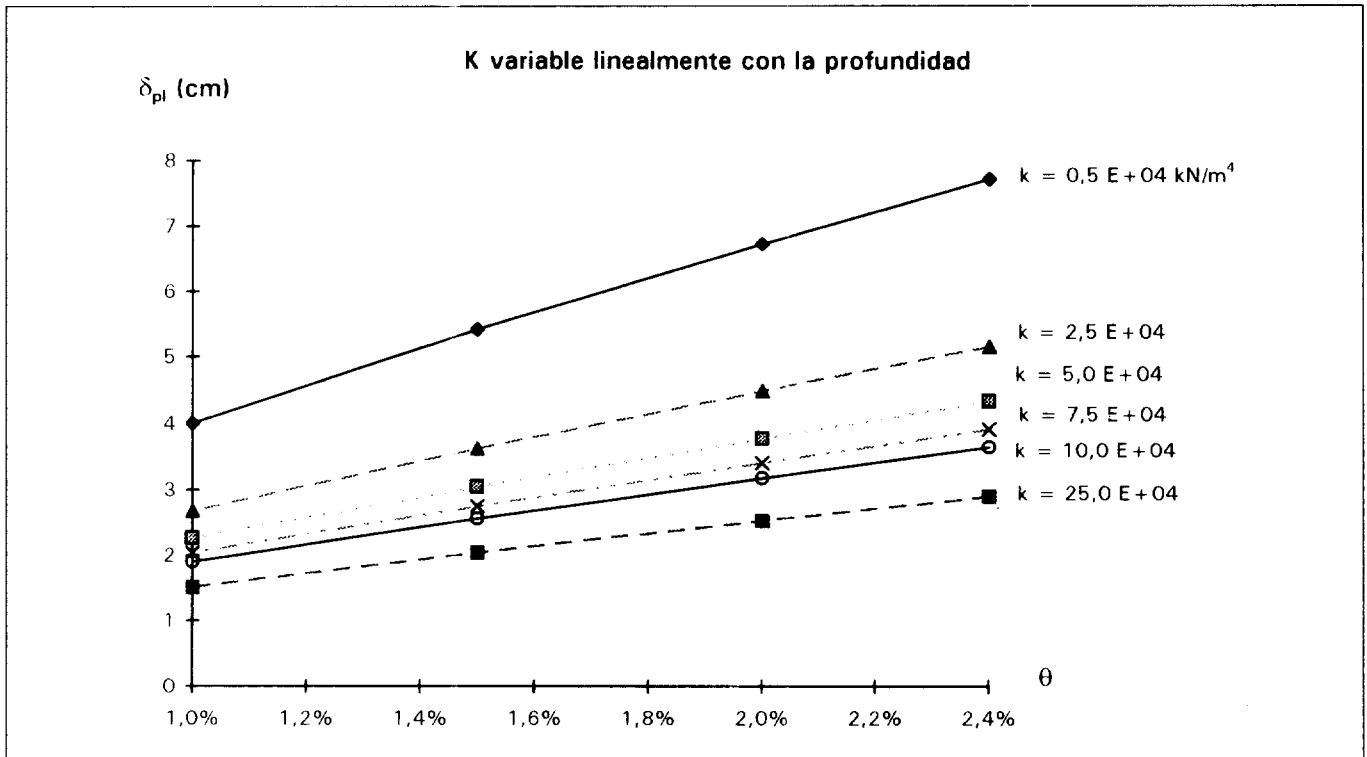


Figura 5.32 Valores de δ_{pl} en función de θ para distintos valores de k_z

Los gráficos anteriores ponen de manifiesto que la longitud de un puente integral vendrá condicionada por su propia naturaleza (tablero de hormigón armado, pretensado, postensado o mixto), que define en gran medida los desplazamientos que va a generar, y por las características del terreno de cimentación. Desde esta perspectiva, parece lógico que se planteen los puentes integrales con pilotes hincados en terrenos en los que se puedan alcanzar desplazamientos en cabeza de al menos 3 cm, lo que corresponde a los valores límite de k y k_2 antes señalados, para el giro del 1,5% adoptado.

Si la deformabilidad del terreno es menor, esto es, si los parámetros k y k_2 son mayores, existen dos posibilidades:

- a) Realizar una pre-perforación de unos 3 metros de profundidad antes de hincar el pilote y rellenar posteriormente el espacio entre el pilote y el hueco de la perforación con arena suelta u otro material suficientemente deformable. Es una solución realizada en algunos puentes americanos, con aparente éxito.
- b) Solucionar el cimientado del estribo con una zapata convencional eliminando los pilotes. Sobre la zapata se dispondrán apoyos de neopreno zunchado, con el espesor adecuado para absorber los desplazamientos horizontales del tablero. Se trata de la solución denominada puente *semi-integral*, descrita en el apartado 5.3.5, que sugiere que la fiabilidad y durabilidad de los apoyos de neopreno son buenas y que los problemas se suelen plantear en las juntas de calzada.

5.3.4. Durabilidad de los pilotes de acero

La utilización de pilotes metálicos hincados en el terreno como cimientados del estribo del puente suscita la cuestión de su durabilidad y su comportamiento frente a la corrosión.

A este respecto, hay diferentes estudios que indican que el comportamiento de los pilotes metálicos enterrados suele ser muy bueno. Entre ellos, merece la pena citar datos y comentarios incluidos en el *Manual de cálculo de tablestacas* editado por la Dirección General de Puertos y Costas (1990).

“En caso de obras en agua dulce y al aire libre, la corrosión es muy escasa. En caso de obras en agua dulce, 0,012 mm al año, en el lado en contacto con el aire o con el agua. El lado en contacto con el terreno, no experimenta una oxidación significativa, ya que la corrosión depende de la cantidad de oxígeno. Sobre todo en aguas con cal disuelta, en suelos con contenido en carbonato cálcico y en suelos arenosos, se forman sobre las superficies del acero capas de un elevado efecto protector.”

En la publicación inglesa *Steel bearing piles* se trata también esta cuestión y se informa de los resultados de los ensayos e investigaciones llevadas a cabo por Romanoff:

“Los datos indican que el tipo y la magnitud de corrosión observada en pilotes metálicos hincados en terreno natural no perturbado, no afecta significativamente la resistencia o la vida útil de los pilotes. Los suelos no perturbados son tan deficientes en oxígeno a poca profundidad de la superficie del terreno o por debajo del nivel freático que los pilotes metálicos no se ven afectados apreciablemente por la corrosión, con independencia del tipo o propiedades del suelo.”

La British Steel Corporation ha promovido también el examen de pilotes extraídos en diferentes lugares del Reino Unido: playas, lechos de río, puertos y zonas interiores en una gran variedad de tipos de suelos y condiciones. Los resultados alcanzados confirman la conclusión de que la corrosión de los pilotes metálicos hincados es muy pe-

queña y puede ser despreciada cuando el pilote está en contacto con suelos inalterados. Por ello, habitualmente no se requiere ninguna forma de protección o pintura.

Tal conclusión parece aceptable. Ello no exime de analizar en qué condiciones concretas se ejecuta una obra, ni desaconseja plantear un seguimiento del comportamiento de los pilotes metálicos hincados, lo que sería de utilidad no solamente para los puentes integrales sino para otros tipos de obra.

5.3.5. Cimentación directa

En los casos en que el terreno de cimentación sea muy competente, es lógico cimentar directamente el estribo. Se podría considerar el apoyo directo del estribo en el terreno, aceptando que el rozamiento y eventual acuñado que se produciría en el contacto no impediría sus movimientos cíclicos, lo que se podría favorecer situando una cama de arena, o cartón embreado, o un producto similar entre estribo y terreno. No existen, sin embargo, experiencias válidas que animen a recurrir a esta solución.

Por otra parte, existe una extensísima experiencia en la utilización de apoyos de neopreno zunchado, con garantías sobre su durabilidad, por lo que es razonable cimentar el estribo sobre una zapata corrida, con apoyos de neopreno intermedios.

El esquema de la solución será el siguiente:

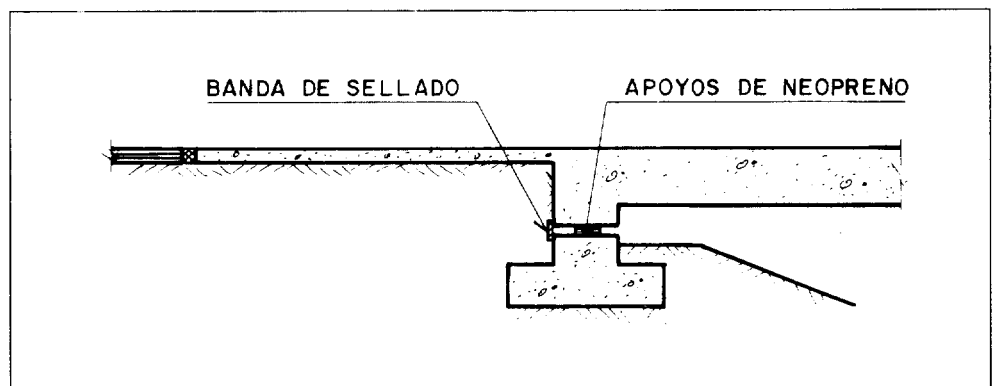


Figura 5.33

El esquema de cálculo para la justificación de la zapata:

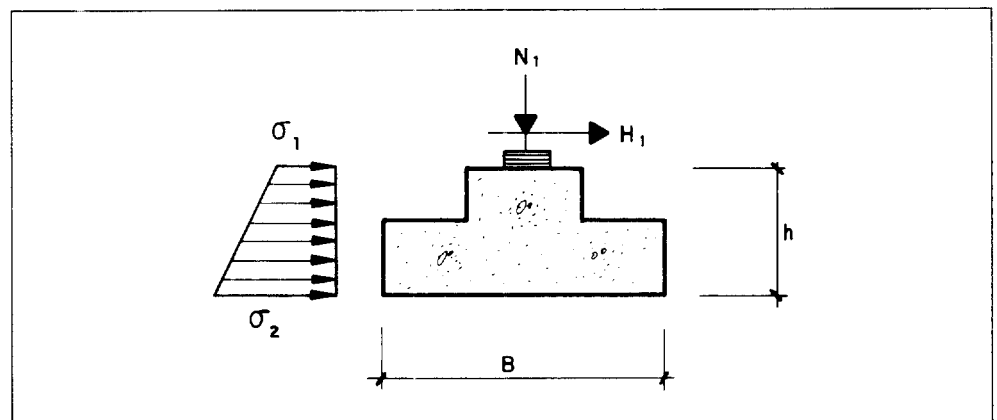


Figura 5.34

Siendo:

- N_1 carga transmitida por el tablero que dimensionará la geometría en planta del apoyo de neopreno
- H_1 esfuerzo horizontal generado por la deformación impuesta al tablero
- σ_1 y σ_2 tensiones provocadas por el empuje del terreno que se pueden determinar considerando el empuje al reposo de las tierras

La anchura B debería tener al menos una dimensión mínima de 1,20 metros y la altura h debería ser lo más reducida posible, compatible con la geometría escalonada que hace posible la protección del talón con las tierras y el revestimiento del talud.

Este tipo de soluciones, denominadas *semi-integrales*, pueden ser convenientes en terrenos rocosos o muy competentes, pero también pueden serlo cuando se tenga que situar la silla de cemento en terrenos deformables. En estos casos, la deformación del conjunto tablero-losa de transición, puede tener el aspecto del esquema.

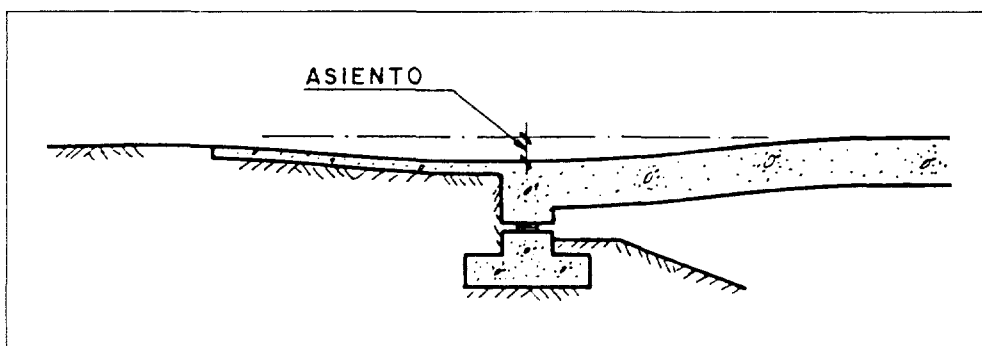


Figura 5.35

Es posible, entonces, que las deformaciones de la losa de transición no sean determinantes porque al acompañar a los significativos asientos del terreno, su geometría no haya sufrido grandes variaciones en relación con la geometría original. En cambio, la curvatura del tablero puede ser el condicionante principal, bien por la disfuncionalidad de la rasante de la calzada, bien por la incapacidad del tablero para alcanzar las curvaturas requeridas sobre la pila más próxima al estribo. En estas condiciones, suelen existir incertidumbres sobre la magnitud y evolución en el tiempo de los asientos del terraplén y, por ello, es conveniente prever la posibilidad de recuperar parte de los asientos *gateando* el tablero y calzando los apoyos. Es una solución posible con los puentes *semi-integrales* y no lo es con los puentes integrales cimentados con pilotes.

Por otra parte, en estos casos es problemático cimentar el estribo con pilotes que eviten su descenso: como el descenso del terraplén es inevitable, se manifestará brusca y localizadamente en las proximidades del estribo, lo que resulta inadmisibles tanto desde el punto de vista del confort de los usuarios como de la seguridad vial de la carretera.

En los puentes integrales con el estribo cimentado sobre pilotes metálicos, hay que prestar atención al diseño del nudo en que confluyen la losa de transición, el tablero del puente y los pilotes del cemento.

5.4. UNIÓN DEL TABLERO CON EL ESTRIBO

Cada puente requerirá un detalle específico, según sea el tipo de tablero (losa o viga prefabricadas de hormigón, tablero mixto con cajón o vigas metálicas), las características y situación de los pilotes. Sin embargo, hay una serie de rasgos comunes que conviene señalar:

- a) La armadura de la losa de transición debe estar correctamente anclada y, en particular, la situada en la cara superior, junto al empotramiento, debe estar integrada con la armadura correspondiente del tablero.
- b) Los pilotes metálicos deben estar embebidos en la viga transversal que constituye el encuentro del tablero, losa de transición y pilotes, en una profundidad no inferior a 1,5 veces la dimensión del pilote paralela al eje del tablero.
- c) La profundidad debe ser, por otra parte, tal que la cabeza del pilote no perturbe otros elementos integrados en la viga, como por ejemplo, los anclajes de los cables de losas postensadas o la cabeza de las vigas prefabricadas de hormigón. Este criterio puede condicionar el canto requerido en la viga transversal, esto es, la profundidad de su descuelgue en relación con el canto del tablero.
- d) Hay que asegurar la transición de las cargas de los pilotes al nudo de hormigón. Las cargas verticales, conservadoramente, se pueden transmitir mediante dispositivos mecánicos, entre los que se pueden citar los siguientes:
 - placa en cabeza
 - pernos conectadores en la zona del empotramiento
 - angulares horizontales soldados
 - pletinas perforadas.

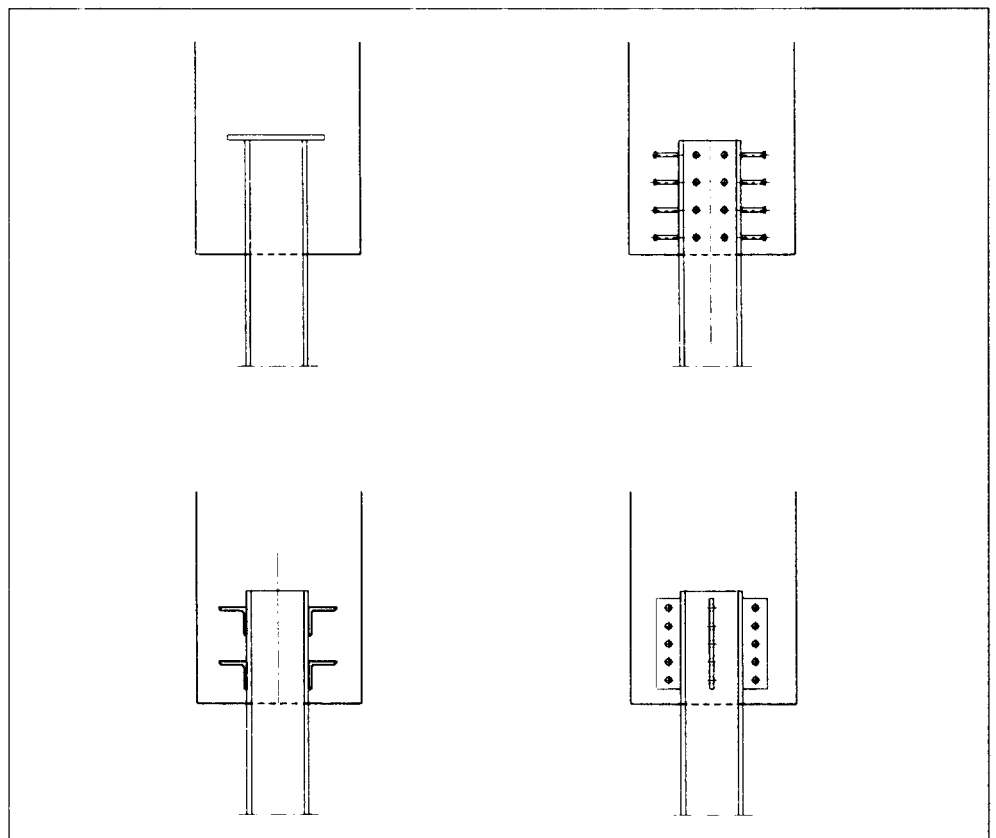


Figura 5.36

El tipo más adecuado, dependerá en buena medida de las posibilidades de ejecución en cada caso concreto.

- e) El empotramiento del pilote en la viga de estribo puede provocar fisuras longitudinales, paralelas al eje de dicha viga, por lo que conviene dimensionar los cercos de manera que dicha potencial fisuración esté controlada. Para ello, un esquema lógico de dimensionamiento, puede ser el siguiente:

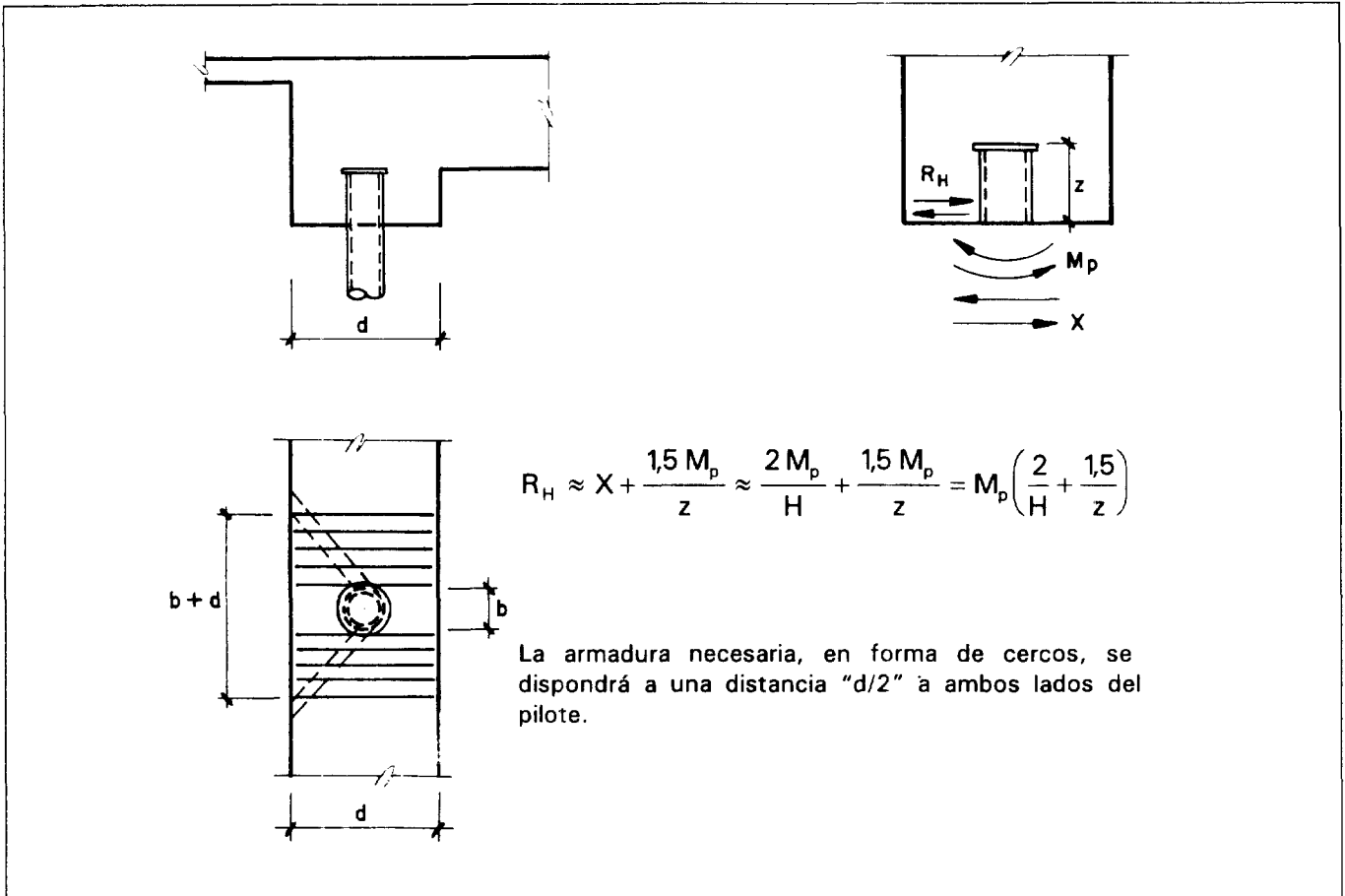


Figura 5.37

- f) En el caso de tableros mixtos, es posible y deseable unir el cajón o las vigas metálicas a los pilotes por medio de alguna viga transversal u otro dispositivo similar. Si dicho dispositivo está adecuadamente concebido, no será necesario otro procedimiento de anclaje para la transmisión de las cargas verticales del pilote. La armadura horizontal de anclaje debe también disponerse en estos casos.

5.5. ENCUENTRO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN CON LA CALZADA

En los puentes integrales, los movimientos horizontales del tablero se manifiestan en el encuentro de la losa con la calzada por la que se accede a la obra.

Son muy variadas las soluciones que se han adoptado para resolver este encuentro. Muchas tienen una concepción similar a la representada en la figura 5.38 que corresponde también a la solución que aquí se propone.

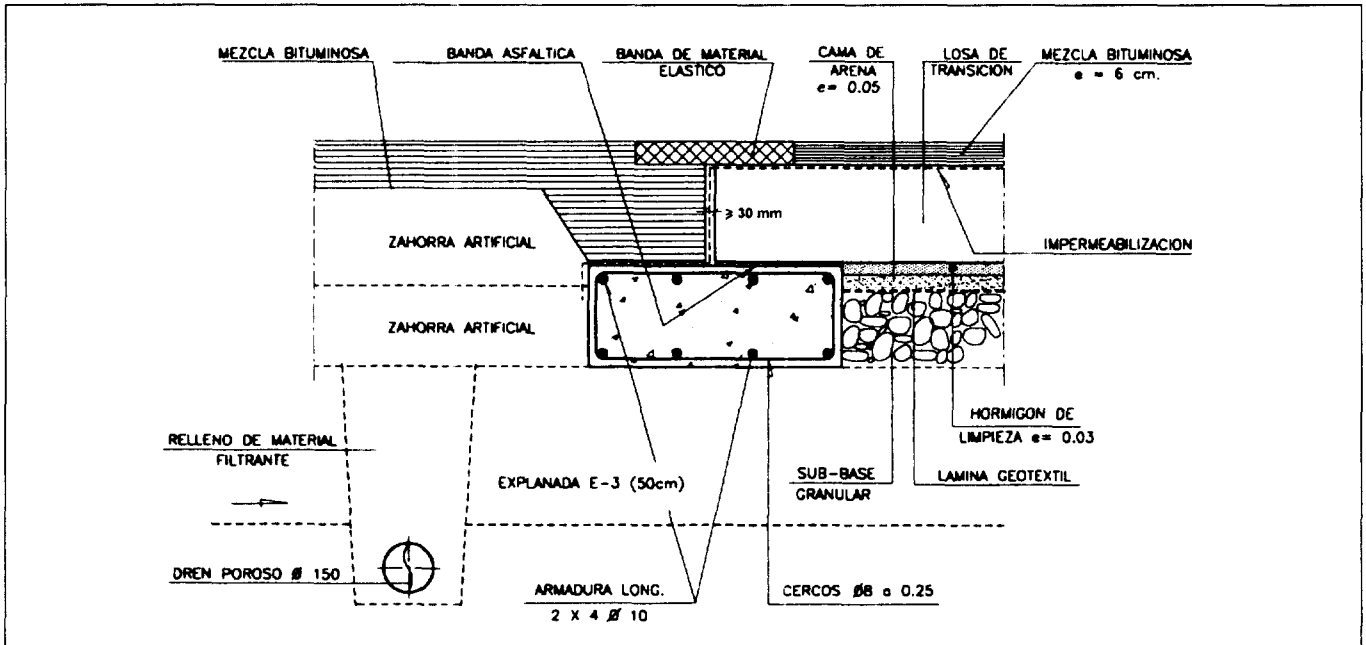


Figura 5.38

Bajo el encuentro de la losa se dispone un durmiente de hormigón armado sobre el que descansa, por un lado, la losa de transición por intermedio de una banda asfáltica que favorezca el deslizamiento relativo de la losa sobre el durmiente. Por el otro lado, se vierte la mezcla bituminosa del pavimento de la calzada para rellenar el espacio hasta el nivel superior del durmiente.

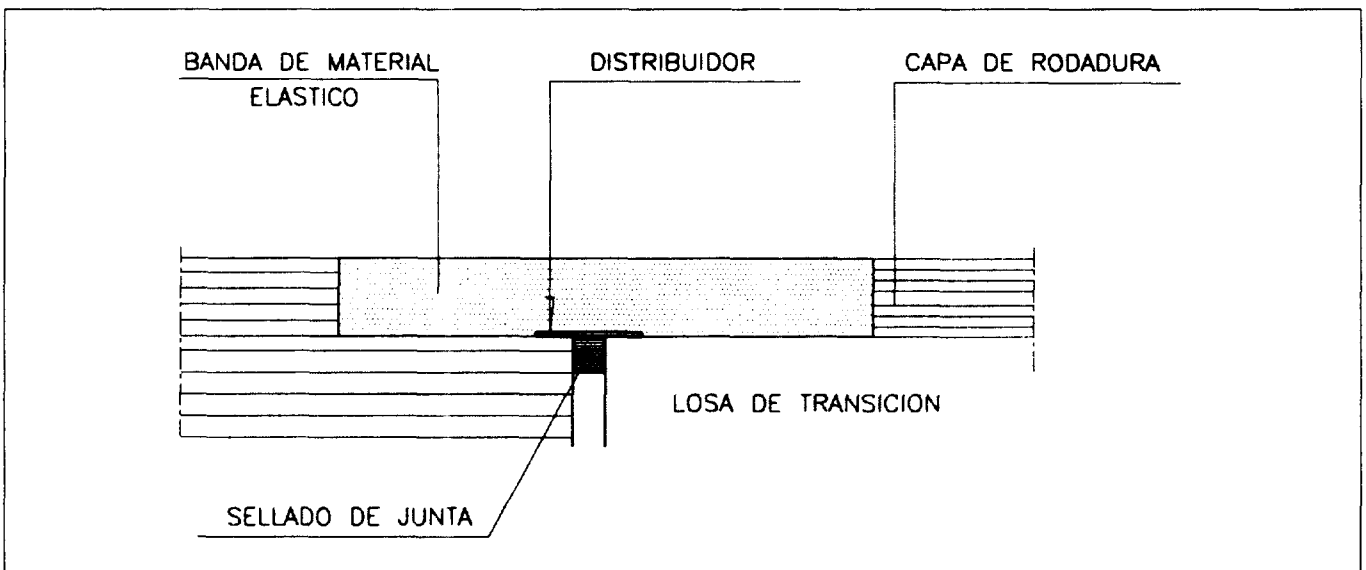


Figura 5.39

Entre la mezcla bituminosa y la losa de transición, se prevé un espacio para permitir los movimientos del tablero, no inferior a 30 mm que irá adecuadamente sellado.

Una banda de material elástico, con capacidad para absorber los movimientos del extremo de la losa de transición, sirve de *punte* hacia el pavimento de la calzada de acceso. En la actualidad, existen en el mercado y se están colocando en número creciente, tanto en obras nuevas como en reparación de otras ya existentes, juntas elásticas como las representadas en el esquema, que pueden aceptar desplazamientos del orden de 60 mm. Son juntas de colocación rápida y que admiten reparaciones sencillas. Su correcta colocación exige un espesor mínimo en el pavimento sobre la losa de transición de 70 mm.

Es importante disponer un eficaz drenaje en la zona para asegurar que el agua no se acumule en este punto de la obra.

En el caso de que los movimientos horizontales previsibles sean muy pequeños, en el entorno de los 10 a 15 mm, puede disponerse un simple sellado en este encuentro evitando la banda elástica.

A la vista de estos detalles, se podría decir que en los puentes integrales se produce un simple traslado de la posición de la junta de dilatación. En los puentes convencionales, dicha junta se sitúa en el encuentro del tablero con el estribo y aquí se desplaza al final de la losa de transición. Sin embargo, la junta en los puentes integrales se sitúa en una posición menos problemática y de menor trascendencia. Además, prácticamente sólo se ve influida por los desplazamientos horizontales del tablero. De ahí resultan las satisfactorias experiencias que se han ido acumulando con su uso, desde la perspectiva de su fiabilidad, funcionalidad, coste de construcción y colocación, con menores y más sencillas operaciones de mantenimiento.

5.6. LIMITACIONES AL USO DE LOS PUENTES INTEGRALES

Dado el estado actual de los conocimientos respecto al comportamiento de los puentes, es lógico establecer unos límites estrictos para su utilización. A lo largo del texto, se han ido exponiendo diferentes limitaciones que ahora se resumen:

- a) La carga mayorada en cada pilote no debe superar el 40% de la carga máxima ($N_u = \sigma_e \cdot A$). Se trata de alejarnos de valores que pueden limitar la capacidad de desplazamientos y rotaciones de la cabeza del pilote, capacidad que es esencial como garantía de comportamiento.
- b) Los desplazamientos horizontales máximos previsibles en la cabeza del pilote, debidos a la acción conjunta de retracción, acortamientos debidos al pretensado, fluencia y variaciones de temperatura, no deben superar los 30 mm.
- c) Los desplazamientos verticales previsibles bajo el estribo no deben superar el 0,4% de la longitud del vano contiguo en caso de vías principales, y de 0,8% en caso de vías secundarias. Los puentes integrales no son, en principio, aconsejables en casos de terraplenes muy elevados o de obras asentadas sobre terrenos muy deformables. Además, dichos desplazamientos deben ser compatibles con los máximos admisibles desde el punto de vista estructural.
- d) El esviaje de la obra tendrá que ser inferior a 60°, tal como se indica en el apartado 5.2.4, y se adoptarán las soluciones previstas en dicho apartado para paliar las consecuencias del esviaje.
- e) En los puentes con planta curva, el valor del radio de curvatura será superior a 10 veces la anchura del tablero y el ángulo de apertura de la obra será inferior a 40°, de acuerdo con lo señalado en el mismo apartado 5.2.4.

- f) En los pilotes metálicos tubulares, la esbeltez de la sección será tal que la relación radio-espesor cumpla la condición:

$$\frac{R}{t} < 35 \frac{235}{f_y}$$

siendo f_y el límite elástico del pilote.

- g) En los pilotes tipo HEB, las esbelteces de las alas y almas cumplirán la condición:

$$\frac{2b}{t_f} \leq 16 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{para las alas}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{para las almas}$$

- h) Los pilotes metálicos tendrán una longitud mínima enterrada de 6,0 m. El desplazamiento vertical previsible para el axil de servicio no superará los 10 mm.
- i) El terreno de cimentación, en sus cuatro metros inmediatos al fondo de la silla, tendrá un coeficiente de balasto frente a movimientos horizontales que no superará los valores de $k = 15 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ ó $k_z = 7,5 \times 10^5 \text{ kN/m}^4$ (k_z variable linealmente con la profundidad). En otro caso, se dispondrá el pilote sobre una pre-perforación de diámetro no inferior a dos veces la dimensión del pilote paralela al eje de la obra y con una profundidad de unos 3 metros. El hueco entre la perforación y el pilote se rellenará con arena suelta.
- j) En terrenos rocosos o muy deformables, se considerará la utilización de puentes semi-integrales con cimentación directa y, en el último caso, dejando prevista la posibilidad de disponer gatos para elevar el tablero y compensar los asentamientos hasta situarlos en límites aceptables.
- k) En zonas donde los esfuerzos sísmicos sean determinantes, se requerirán estudios y detalles específicos. Como referencia, se puede considerar que tal circunstancia puede darse en los casos en que la fuerza longitudinal equivalente del sismo supere el valor del empuje longitudinal debido al frenado.

6.

EJEMPLOS

6.1. INTRODUCCIÓN

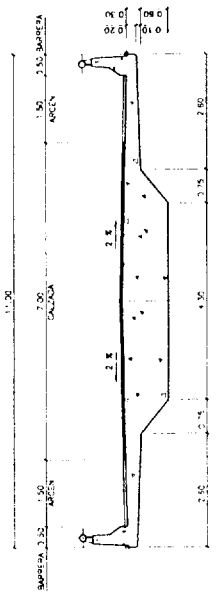
Como colofón de lo expuesto en los capítulos anteriores, se presentan a continuación dos soluciones de puentes integrales. Además de servir como aplicación práctica de los criterios recogidos en este documento, se trata con estos ejemplos de exponer en forma sistematizada el proceso de justificación numérica de este tipo de puentes y, al hilo de la formulación de esos cálculos justificativos, comentar aquellos aspectos más inciertos.

Para ello, se ha seleccionado un paso superior sobre autovía con unas dimensiones características. El paso tiene una longitud total entre ejes de estribos de 72,0 m y soporta una calzada de 10,0 m que, con el sobrancho necesario para las barreras de seguridad, da lugar a una anchura total de 11,0 metros.

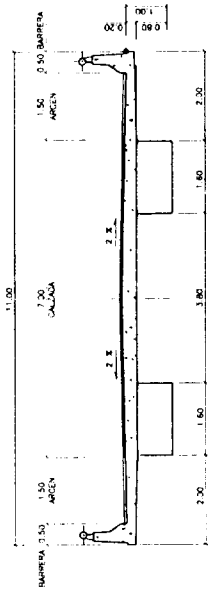
Las luces del tablero son 15,0 + 21,0 + 21,0 + 15,0 y la sección transversal puede estar constituida por:

- losa maciza de hormigón postensado de 0,90 m de canto en su eje de simetría;
- tablero mixto con 1,00 m de canto constituido por dos cajones metálicos de 0,80 × 1,60 m, coronados por una losa colaborante de 0,20 m.

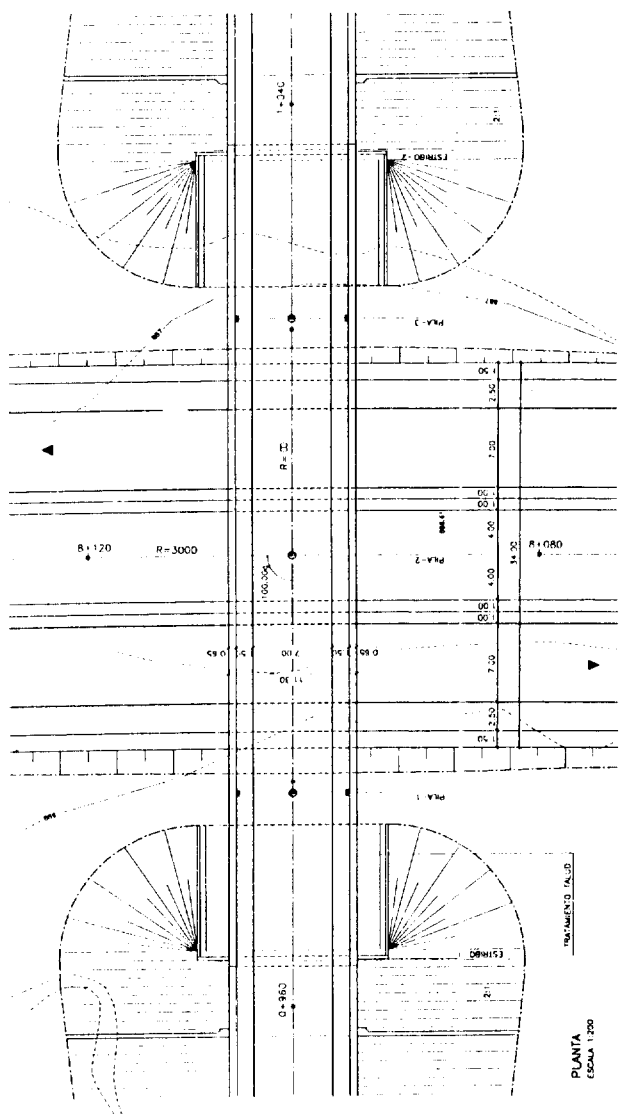
En la figura 6.1, se representa la geometría de los dos pasos. En las figuras 6.2 y 6.3, se ha representado la geometría en planta y sección transversal de la losa de transición y de la viga del estribo, que se cimenta mediante cuatro pilotes tubulares $\varnothing 273$ mm con $t = 10$ mm. En la figura 6.4, se definen las características y detalles relacionados con la losa y el firme de transición.



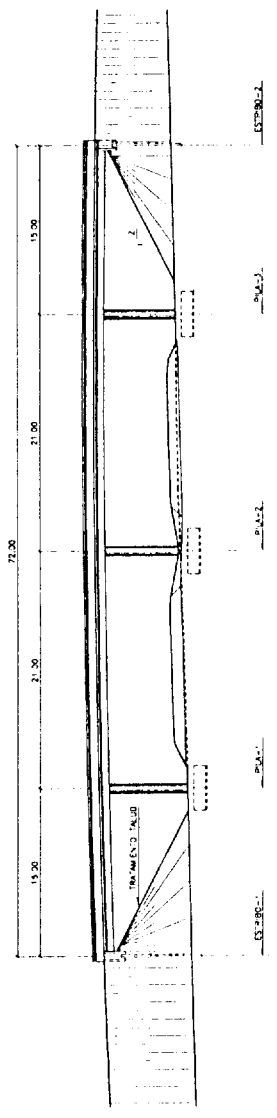
SECCION TRANSVERSAL (ESTRUCTURA DE HORMIGON)
ESCALA: 1/30



SECCION TRANSVERSAL (ESTRUCTURA MIXTA)
ESCALA: 1/30

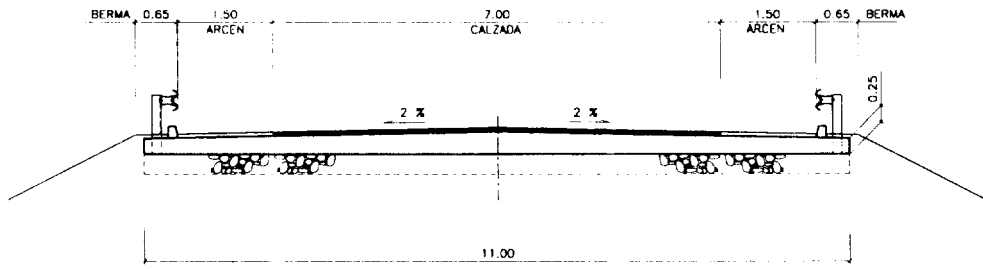


PLANTA
ESCALA: 1/200

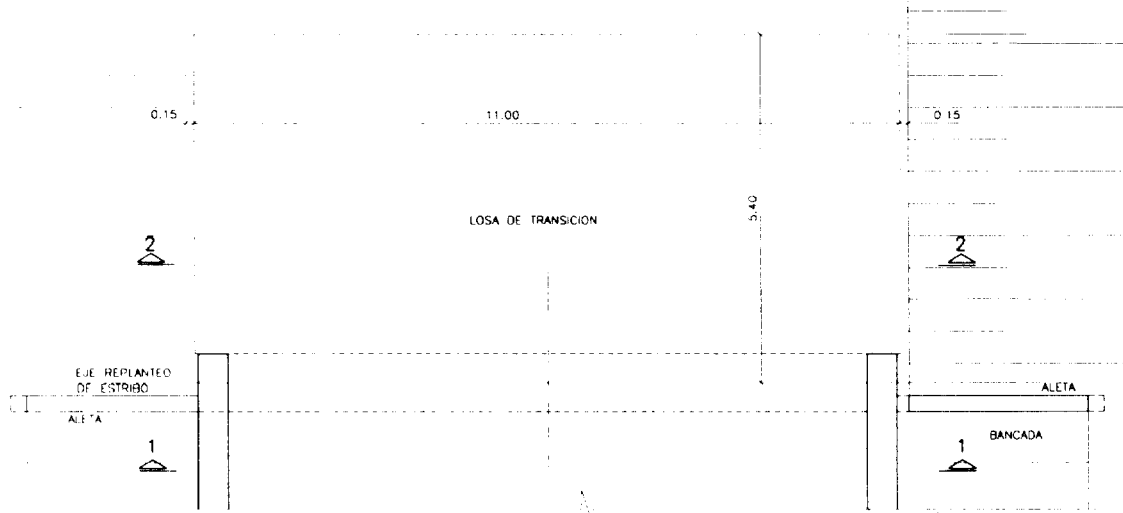


ALZADO LONGITUDINAL
ESCALA: 1/200

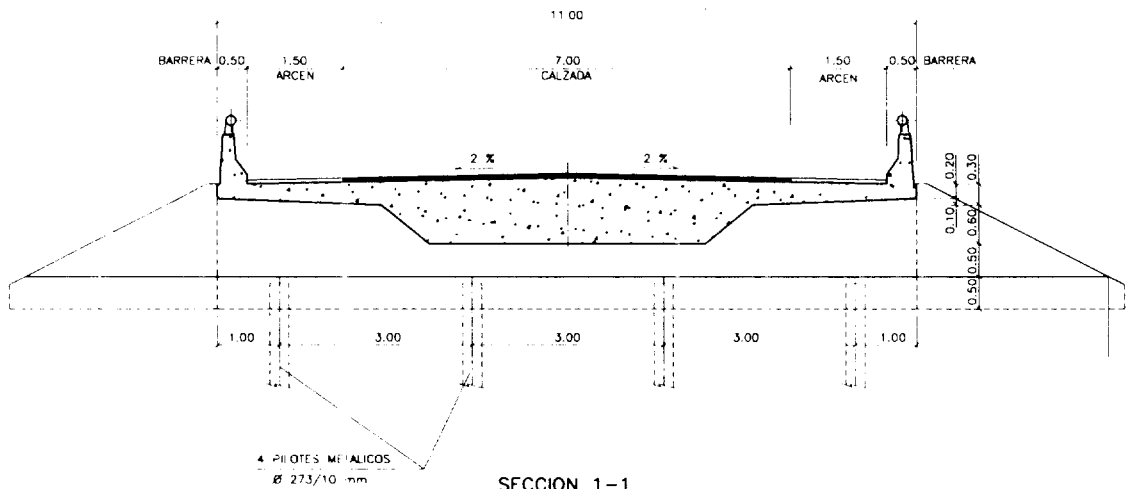
Figura 6.1



SECCION 2-2
ESCALA 1:50

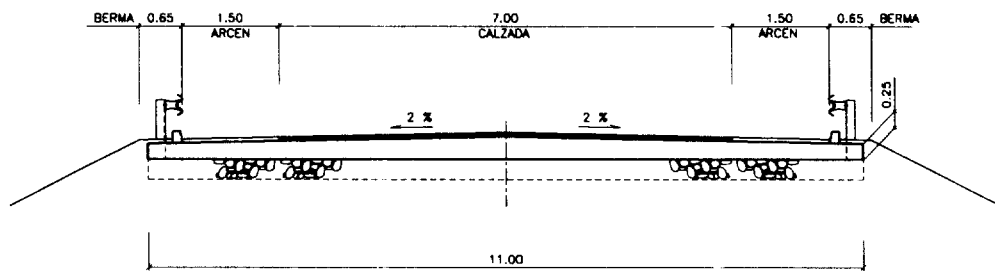


PLANTA ESTRIBO
ESCALA 1:50

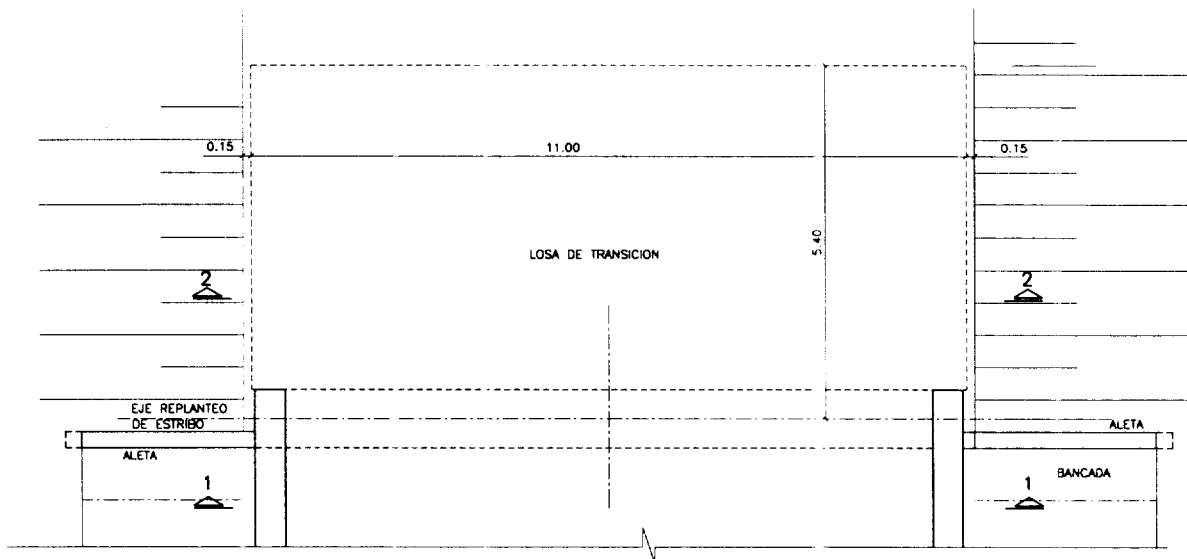


SECCION 1-1
ESCALA 1:50

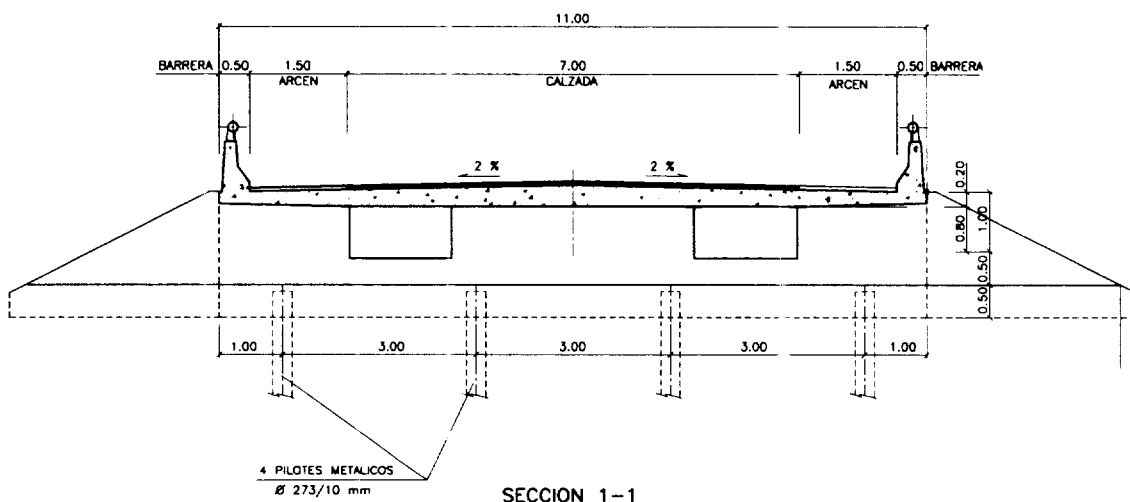
Figura 6.2



SECCION 2-2
ESCALA 1:50

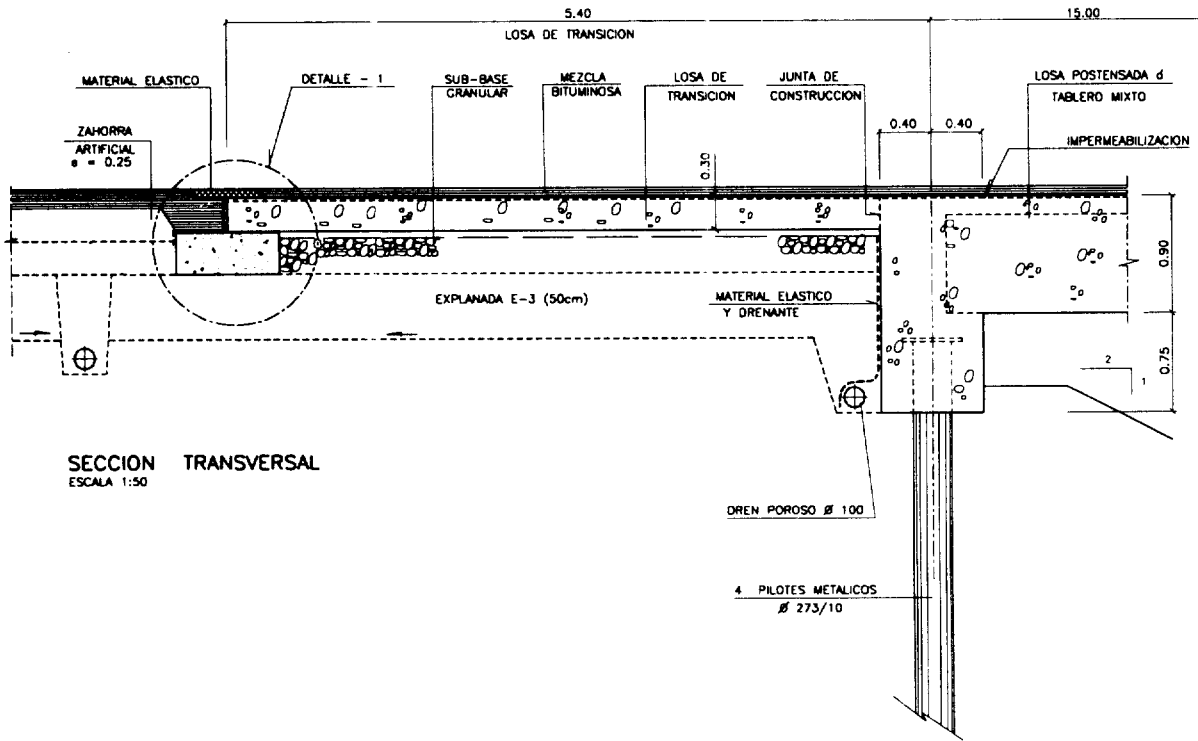


PLANTA ESTRIBO
ESCALA 1:50

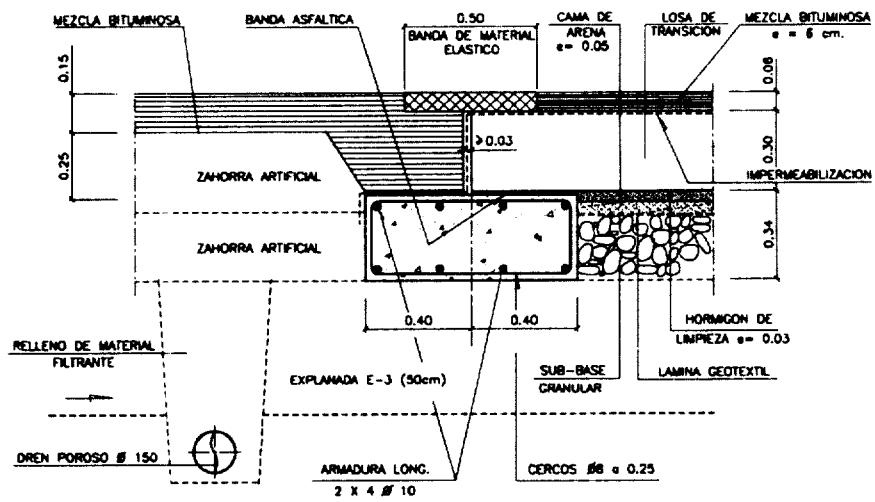


SECCION 1-1
ESCALA 1:50

Figura 6.3



SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1:50



DETALLE - 1

Figura 6.4

6.2. ESTIMACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS DEL TABLERO

6.2.1. Tablero de hormigón postensado

A continuación se relacionan las diferentes deformaciones unitarias consideradas y el consiguiente valor de los desplazamientos longitudinales ΔL en el eje del estribo.

a) *Retracción*

$$\varepsilon_r = 250 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta L = 250 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 9,0 \text{ mm}$$

b) *Acortamiento elástico debido al pretensado*

Se considera una tensión media en el hormigón, habitual en este tipo de obras, de 4.000 kN/m^2 y se toma como módulo de elasticidad inicial del hormigón $E_i = 350 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$:

$$\varepsilon_i = \frac{4.000}{350 \cdot 10^5} = 115 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta L = 115 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 4,1 \text{ mm}$$

c) *Acortamiento por fluencia*

Considerando un coeficiente de fluencia $\phi = 2$, resulta:

$$\varepsilon_d = 2 \cdot 115 \cdot 10^{-6} = 230 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta L = 230 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 8,2 \text{ mm}$$

d) *Variación de temperatura*

Se considera un rango de variación total de 40°C y se supone que dicha variación se sitúa entre -30°C y $+10^\circ\text{C}$ en relación con la temperatura de referencia:

— Acortamiento unitario máximo:

$$\varepsilon_T = 30^\circ\text{C} \cdot 10 \cdot 10^{-6} = 300 \cdot 10^{-6}$$

— Rango de variación:

$$\Delta \varepsilon_T = 40^\circ\text{C} \cdot 10 \cdot 10^{-6} = 400 \cdot 10^{-6}$$

Siendo los valores correspondientes de los desplazamientos horizontales:

— Acortamiento:
$$\Delta L = 300 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 10,8 \text{ mm}$$

— Variación total:
$$\Delta L_{\text{tot}} = 400 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 14,4 \text{ mm}$$

6.2.2. Tablero mixto

a) *Retracción*

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.2.1, se tiene el siguiente valor corregido:

$$\epsilon_{r,c} = 250 \cdot 10^{-6} \frac{A_h}{A_h + 12A_a}$$

siendo:

$$A_h = 1.100 \cdot 20 = 22.000 \text{ cm}^2$$

$$A_a \approx (100 \text{ cm}^2 / \text{m}) \cdot 11 = 1.100 \text{ cm}^2$$

(Se ha supuesto, a estos efectos, una cuantía de acero de la sección metálica de 80 kg/m² aproximadamente.)

$$\epsilon_{r,c} = 250 \cdot 10^{-6} \frac{22.000}{22.000 + 12 \cdot 1.100} = 250 \cdot 10^{-6} \cdot 0,625 \approx 150 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta L = 150 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 5,4 \text{ mm}$$

b) *Acortamiento elástico*

Tratándose de un tablero mixto con losa armada, este término es nulo.

c) *Acortamiento por fluencia*

Lógicamente, este valor es también nulo.

d) *Variación de temperatura*

La variación de temperatura en una sección mixta deberá alcanzar un valor intermedio entre el correspondiente al tablero de hormigón y un tablero puramente metálico. Este es un aspecto que convendrá precisar en el futuro, a la vista de los resultados de los trabajos experimentales.

Considerando que los valores establecidos para los puentes de hormigón se incrementan en un 25%, resulta una variación de temperatura de $1,25 \times 40 = 50^\circ\text{C}$, con un rango de variación entre $-1,25 \times 30 = -37,5^\circ\text{C}$ y $+1,25 \times 10^\circ\text{C} = +12,5^\circ\text{C}$.

Los valores correspondientes serán:

— Acortamiento unitario máximo: $\epsilon_T = 37,5^\circ\text{C} \cdot 10 \cdot 10^{-6} = 375 \cdot 10^{-6}$

— Rango de variación: $\Delta \epsilon_T = 50^\circ\text{C} \cdot 10 \cdot 10^{-6} = 500 \cdot 10^{-6}$

— Acortamiento: $\Delta L = 375 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 13,5 \text{ mm}$

— Variación total: $\Delta L_{\text{tot}} = 500 \cdot 10^{-6} \frac{72}{2} 10^3 = 18 \text{ mm}$

6.2.3. Valores comparados

	Deformaciones unitarias		Desplazamientos [mm]	
	Puente de hormigón	Puente mixto	Puente de hormigón	Puente mixto
Retracción (1)	250×10^{-6}	150×10^{-6}	9,0	5,4
Acortamiento elástico (2)	115×10^{-6}	—	4,1	—
Fluencia (3)	230×10^{-6}	—	8,2	—
Acortamiento temperatura (4)	300×10^{-6}	375×10^{-6}	10,8	13,5
Variación de temperatura	400×10^{-6}	500×10^{-6}	14,4	18,0
ACORTAMIENTO MÁXIMO (1) + (2) + (3) + (4)	895×10^{-6}	525×10^{-6}	32,1	18,9

El análisis de estos valores pone de manifiesto la importancia de las deformaciones unitarias provocadas por la pre-compresión del hormigón, y esto en el caso de una losa maciza en la que la tensión media es muy moderada.

También se pone de manifiesto la importancia de la acción de la temperatura, tanto en lo que se refiere a su contribución al acortamiento como en lo concerniente a su rango de variación.

La losa de hormigón postensado considerada se deforma longitudinalmente mucho más que el tablero mixto. El acortamiento unitario de este último es del orden de 525×10^{-6} mientras que en la losa alcanza los 895×10^{-6} . Una buena parte del problema se podría paliar retrasando la conexión de la losa a los pilotes, solución que tiene a su vez el inconveniente de que complica la ejecución de la obra. Otra posibilidad sería realizar una solución semi-integral, con el tablero cimentado sobre una silla por intermedio de apoyos de neopreno.

Por otra parte, la importancia de las deformaciones asociadas a la temperatura reclama un conocimiento más profundo de los valores que hay que utilizar en el cálculo y de criterios para establecer cuál es la temperatura de referencia, esto es, la que se puede asignar al tablero en el momento de su conexión con los pilotes. Es conveniente que esa conexión se realice a la temperatura ambiente más baja posible, aunque no hay que olvidar que dicha temperatura no tiene por qué coincidir con la del tablero en ese mismo instante.

6.3. JUSTIFICACIÓN DE LOS PILOTES METÁLICOS

6.3.1. Carga vertical

Se trata de un pilote de sección tubular $\varnothing 273 \times 10$ mm con un área de $82,6 \text{ cm}^2$, un módulo elástico de 524 cm^3 y un módulo plástico de 692 cm^3 ($\psi = 1,32$).

El axil último resulta:

$$N_{Rd} = 26 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cdot 82,6 \text{ cm}^2 = 2.147,6 \text{ kN}$$

Si la carga mayorada es $N_{Sd} = 800 \text{ kN}$, se cumple la condición:

$$N_{Sd} \leq 0,40 \cdot N_{Rd} = 859 \text{ kN}$$

6.3.2. Desplazamiento horizontal

Se supone que al terreno se le puede asignar un coeficiente de balasto, proporcional a la profundidad y de valor:

$$k_z = 2,5 \cdot 10^4 \text{ kN / m}^4$$

Determinaremos la distancia H entre las dos rótulas potenciales del pilote, mediante la expresión:

$$H = \sqrt[4]{\frac{38 M_{pl, Rd}}{k_z \cdot \theta \cdot b}}$$

siendo:

$$\begin{aligned} M_{pl, Rd} &= 26 \text{ (kN / cm}^2\text{)} \cdot 1,32 \cdot 524 \text{ (cm}^3\text{)} = 180 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \theta &= 1,5\% \\ b &= 0,273 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H = \sqrt[4]{\frac{38 \cdot 180}{2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5 \cdot 10^2 \cdot 0,272}} = 2,86 \text{ m}$$

El desplazamiento correspondiente será, por tanto:

$$\delta_p = 2.860 \frac{1,5}{100} = 43 \text{ mm}$$

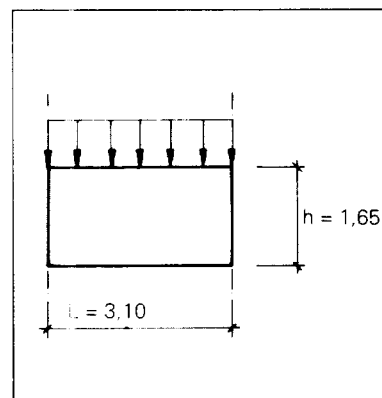
Este valor es mayor que los 18,9 mm y 32,1 mm previstos para las soluciones de tablero mixto o de losa postensada respectivamente.

6.4. JUSTIFICACIÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN

Son válidos los cálculos justificativos realizados en el apartado 5.2.5.

6.5. VIGA DE CORONACIÓN

Siendo la reacción mayorada en cada pilote de 800 kN, podemos considerar a efectos de la determinación de las armaduras longitudinales, el siguiente esquema:



$$q_{Sd} = \frac{800}{3,10} = 258 \text{ kN / m}$$

$$h = 1,65 \text{ m}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_{Sd} \cdot L^2}{16} = \frac{258 \cdot 3,10^2}{16} = 155 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 6.5

Se dispone una armadura mínima, tanto superior como inferior, del orden del 2‰ de la sección de hormigón:

$$A_s = \frac{2}{1.000} 165 \cdot 80 = 26,4 \text{ cm}^2 \quad (6 \text{ } \varnothing 25)$$

con cercos $\varnothing 12$ cada 0,25 metros.

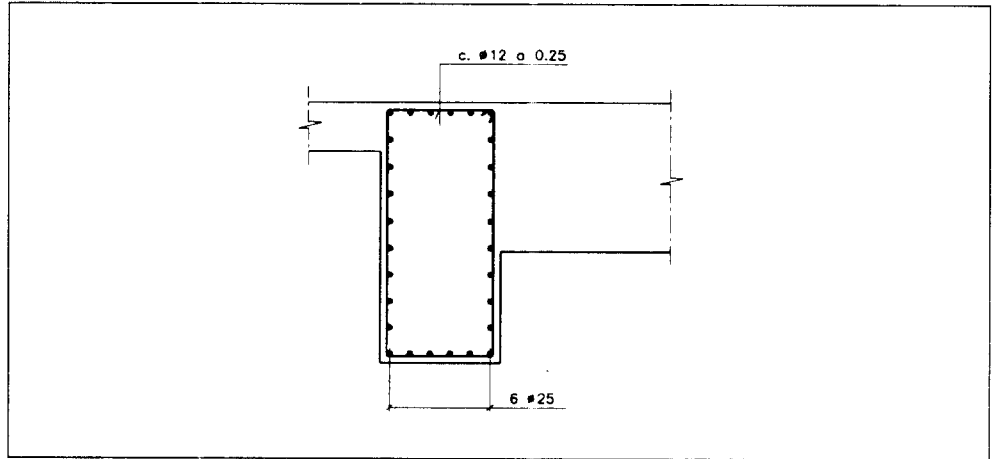


Figura 6.6

6.6. CONEXIÓN DEL PILOTE A LA VIGA

La capacidad de un perno conectador $\varnothing 19$ será:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot 45 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \frac{\pi \cdot 1,9^2}{4} \frac{1}{1,25} = 8,16 \text{ kN}$$

Por tanto, el número de pernos conectadores mínimos necesarios será:

$$n = \frac{80}{8,16} = 10$$

Se disponen dos filas de pernos conectadores $\varnothing 19$, de 120 mm de altura, con 5 pernos por fila, según la figura 6.7:

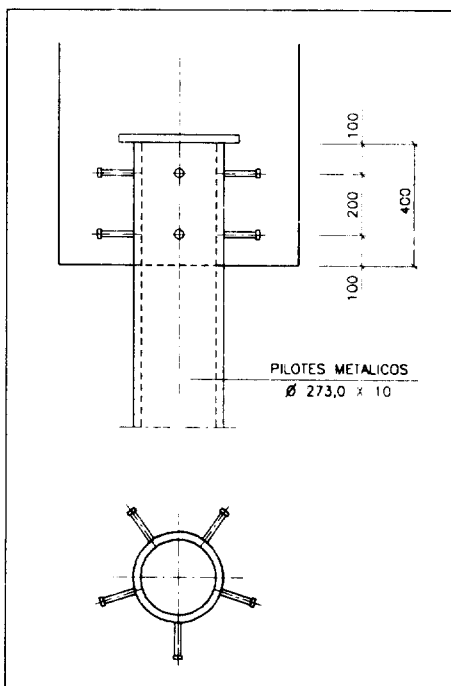


Figura 6.7

La armadura de *cosido* se calculará para el valor de:

$$R_H = M_{pl, Rd} \left(\frac{2}{H} + \frac{1,5}{z} \right)$$

es decir:

$$R_H = 180 \left(\frac{2}{2,86} + \frac{1,5}{0,40} \right) = 180 (0,70 + 3,75) = 801 \text{ kN}$$

luego:

$$A = \frac{80,1}{\frac{5,0}{1,15}} = 18,0 \text{ cm}^2$$

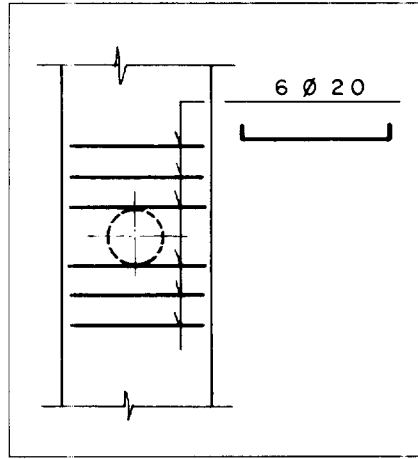


Figura 6.8

que se repartirá en la distancia:

$$b + d = 0,27 + 0,80 = 1,07 \text{ m}$$

esto es, 6 Ø 20 en 1,0 m en el entorno de cada pilote.

1. MARTIN P. BURKE, Jr. "*The Genesis of Integral Bridges*". Concrete International, July 1996.
2. MARTIN P. BURKE, Jr. "*Bridge Deck Joints*". NCHRP. Synthesis of Highway Practice, 141.
3. MOUNIR R. KAMEL, JOSEPH V. BENAK, MAHER K. TADROS, MOSTAFA JAMSHIDI. "*Prestressed Concrete Piles in Jointless Bridges*". PCI Journal, March-April 1996.
4. MARTIN P. BURKE, Jr. "*Semi-integral Bridges: Movements and Forces*". Transportation Research Record 1460.
5. MARK MEHALKO P. E. "*Jointless*" "*Bridge Helps dot meet Aesthetic and Structural Needs*". Roads and Bridges. Nov.-93.
6. DEBRA J. STEIGER. "*Jointless*" "*Bridges Provide Fuel for Controversy*". Roads and Bridges. Nov.-93.
7. L. F. GREIMANN, A. M. WOLDE-TINSAE AND P. S. YANG. "*Skewed Bridges with Integral Abutments*". Transportation Research Record 903.
8. MARTIN P. BURKE, Jr. "*Integral Bridges: Attributes and Limitations*". Transportation Research Record 1393.
9. EDMUND C. HAMBLY. "*Integral Bridge Abutment Details in Practice and in Theory*". Transport Research Laboratory.
10. D. SIROS, C. SPYRAKOS. "*A Study of Jointless Bridge Behavior*". Structures Congress.
11. UDEME J. NDON, K. L. BERGESON. "*Thermal Expansion of Concretes: Case Study in IOWA*". Journal of Materials in Civil Engineering. Nov.-95.
12. L. F. GREIMANN, A. M. WOLDE-TINSAE, P. S. YANG. "*Finite Element Model for Soil-Pile Interaction in Integral Abutment Bridges*". Computer and Geotechnics 4 (1987).
13. G. M. CORNFIELD. "*Steel Bearing Piles*". Constrado.
14. Design Manual for Roads and Bridges / U. K. Vol. 1, Section 3, Part 7 BA 57/95. "*Design for Durability*".
15. Design Manual for Roads and Bridges / U. K. Vol. 1, Section 3, Part 8 BA 57/95. "*Design for Durability*".
16. HARVEY E. WAHLS. "*Design and Construction of Bridge Approaches*". NCHRP, Synthesis of Highway Practice 159.
17. JUAN LUIS BELLOD, DAVID FERNÁNDEZ-ORDOÑEZ, LUIS DE SANTIAGO. "*Pasos superiores sobre el N. A. F. A.*". Hormigón y Acero, N.º 179, 2.º Trimestre 1991.

18. MARTIN P. BURKE, Jr. "*Bridge Approach Pavements, Integral Bridges and Cycle-Control Joints*". Transportation Research Record 1113.
19. ROBERT E. ABENDROTH and LOWELL F. GREIMANN. "*Rational Design Approach for Integral Abutment Bridge Piles*". Transportation Research Record 1223.
20. HENRY G. RUSSELL, LEE J. GERKEN. "*Jointless Bridges: The Knows and the Unknowns*". Concrete International, April 1994.
21. LOWELL GREIMANN, AMDE M. WOLDE-TINSAE. "*Design Model for Piles in Jointless Bridges*". Journal of Structural Engineering, Vol. 114, N.º6, June 1998.
22. REX F. LEATHERS. "*FHWA Technical Advisory T 5140.13 January 28, 1980*". Federal Highway Administration. USA.
23. MARTIN P. BURKE. "*The Design of Integral Concrete Bridges*". Concrete International June 1993.
24. ROBERT E. ABENDROTH, LOWELL F. GREIMANN, PATRICK B. EBNER. "*Abutment Pile Design for Jointless Bridges*". Journal of Structural Engineering. Vol. 115, N.º 11, November 1989.
25. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, USA. "*Manuals for the Design of Bridge Foundations*". National Cooperative Highway Research Program Report 343.
26. AMERICAN IRON and STEEL INSTITUTE. "*Why Integral Bridges*". Steel Bridge Forum. Summer/Fall 1993.
27. D. D. GIRTON, T. R. HAWKINSON, L. F. GREIMANN. "*Validation of Design Recommendations for Integral-Abutment Piles*". Journal of Structural Engineering. Vol. 117, N.º 7, July 1991.
28. E. C. HAMBLY. "*Bridge Deck Behaviour*", Second Edition (1991). E+F.N. Span.
29. T. C. HOPKINS, R. C. DEEN. "*The Bump at the end of the Bridge*". Highway Research Record, N.º 302 (1970).
30. T. C. HOPKINS, G. D. SCOTT. "*Estimated and Observed Settlements of Bridge Approaches*". Highway Research Record, N.º 302 (1970).
31. ALAN A. SOLTANI, ANANT R. KUKRETI. "*Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges*". Transportation Research Record 1371.
32. AMDE M. WOLDE-TINSAE, LOWELL GREIMANN, PE-SHEN YANG. "*End-Bearing Pile in Jointless Bridges*". Journal of Structural Engineering, Vol. 114 N.º 8, August 1988.
33. MOUNIR R. KAMEL, JOSEPH V. BENAK, MAHER K. TADROS, MOSTAFA JAMSHIDI. "*Application of Precast, Prestressed Concrete Piles in Integral Abutment Bridges*". Fourth International Bridge Engineering Conference.
34. A. M. WOLDE-TINSAE, L. F. GREIMANN, B. V. JOHNSON. "*Performance of Integral Bridge Abutments*". IABSE Proceedings P-58/83.
35. HEMANTH K. THIPPESWAMY, PENMATSARAJU, HOTA V. S. GANGARAO. "*Parametric Study of Single-Span Jointless Steel Bridges*". Transportation Research Record 1460.
36. HEMANTH K. THIPPESWAMY, HOTA V. S. GANGARAO. "*Analysis of In-Service Jointless Bridges*". Transportation Research Record 1476.

37. JAMES C. PORTER, MARK J. MORVANT, RICKY J. MOON. *"Back to the Future for Abutment Design"*. Concrete International, June 1992.
38. K. A. SIROS, C. C. SPYRAKOS. *"Creep Analysis of Hybrid Integral Bridges"*. Transportation Research Record 1476.
39. MARTIN P. BURKE, Jr. *"Flawed Assumptions: Why Bridge Deck Joints Fail"*. Civil Engineering, November 1991.
40. LOWELL F. GREIMANN, PE-SHEN YANG, AMDE M. WOLDE-TINSAE. *"Nonlinear Analysis of Integral Abutments Bridges"*. Journal of Structural Engineering, Vol. 112, N.º 10, October 1986.
41. LOWELL F. GREIMANN, AMDE M. WOLDE-TINSAE. *"Design Model for Piles in Jointless Bridges"*. Journal of Structural Engineering, Vol. 114, N.º 6, June 1988.
42. H. AIZ LEWOOD. *"Joints and Substructures"*. Concrete Bridge Engineering: Performance and Advances. Ed. by R. J. Cope, Elsevier Applied Science.
43. AMDE M. WOLDE-TINSAE, JAMES E. KLINGER, ELMER J. WHITE. *"Performance of Joint less Bridges"*. Journal of Performance of Constructed Facilities, May 1988.
44. ANGUS LOW. *"Concepts in the Design of the Abutment in integral bridges"*. Transport Research Laboratory.
45. WILLIAM ZUK. *"Jointless Bridges - Interim Report"*. Virginia Highway Transportation Research Council (Nov. 1980).
46. EDWARD P. WASSERMAN. *"Jointless Bridge Decks"*. Engineering Journal / AISCC / Third Quarter, 1987.
47. AMDE M. WOLDE-TINSAE, LOWELL F. GREIMANN. *"General Design Details for Integral Abutment Bridges"*. Civil Engineering Practice, Fall 1988.
48. PIARC COMMITTEE ON ROAD BRIDGE. *"Type of Structures Selected for New Bridges"*. World Road Association, 1996.
49. *"Continuous and Integral Bridges"*. Edited by Brian Pritchard, July 1993. E. FN Spon.
50. DAVID J. LEE. *"Bridge Bearings and Expansion Joints. (2ND Edition, 1994)"*. E. FN Spon.
51. ACI-ASCE COMMITTEE 343. *"Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures"*. Report ACI 343 R-88.
52. SETRA, Octobre 1994. *"Dalles de Transition des Ponts Routes. Technique et Realisation"*. Direction des Routes. Ministere de l'Urbanisme, du Logement et des Transports.
53. DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. *"Nota de Servicio sobre losas de transición en obras de paso (julio 92)"*. Ministerio de Obras Públicas.
54. *"A New Look at Short Span Reinforced Concrete Bridges"*. Concrete Reinforcing Steel Institute, USA (1983).

55. *"Details de Construction de Ponts: Directives"*. Office Federal des Routes. Department Federal des Transports, des Communications et de l'Energie. Berne 1990.
56. *"Manuel pour le Calcul en Plasticité des Constructions en Acier. (Juin 1978)"*. Centre Technique Industriel de la Construction Metallique. France.
57. *"Plastic Design in Steel. (Second Edition, 1977)"*. ASCE. Manuals and Reports on Engineering Practice, N.º 41.
58. *"Towards an Indicator of the Health Condition of Bridges"*. Piarc Committee on Road Bridges, World Road Association, 1996.
59. JOSÉ EUGENIO RIBERA. *"Puentes de fábrica y hormigón armado. Tomo IV. (1932)"*.



MINISTERIO
DE FOMENTO

CENTRO
DE PUBLICACIONES



9 788449 804816

P.V.P.: 1.400 ptas.
8,41 €
(I.V.A. incluido)