

**JUNTAS DE CALZADA EN PUENTES:
PROPUESTA DE JUNTA INTEGRAL EN ESTRIBOS (JIE)**

**EXPANSION JOINTS IN BRIDGES:
INTEGRAL ABUTMENT JOINT PROPOSAL (IAJ)**

TESIS DOCTORAL

Jorge Aparicio García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Directores:

Jorge Bernabéu Larena

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Carlos Alonso Cobo

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

**Departamento de Ingeniería Estructural y Mecánica.
Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos
Universidad de Cantabria**



Santander, febrero de 2016



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**





AGRADECIMIENTOS

No agradezco este trabajo a mis padres porque a ellos debo la educación, mi afecto y mi respeto. No agradezco este trabajo a mi hermana ni a mi hermano, porque de ellos es entero mi cariño y vocación fraternal incondicionales. No agradezco este trabajo a mi mujer y a nuestros hijos porque ellos son y seguirán siendo mi principal proyecto vital del cual, esta tesis, es sólo una forma más de dar ejemplo de superación para la conservación de su amor y para la educación de mis hijos.

De entre los anteriores, hay una sola excepción. La final.

Agradezco este trabajo por orden de aparición en mi vida profesional, ya que se considera que, para poder llegar a empezar escribir este trabajo, sólo se han necesitado 18 años desde el momento de egresar en esta Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Santander:

A los doctores ingenieros de caminos D. Javier Torres Ruíz y D. José Ramón González de Cangas porque, con su magisterio complementario, del que no renuncio a nada de ninguno, despertaron mi vocación de peón del diseño estructural; tampoco renuncio a nada de lo aprendido con el doctor D. Julián Díaz del Valle.

Al doctor ingeniero de caminos D. Juan José Arenas de Pablos por su generosidad al compartir el conocimiento en sus clases y conferencias. Como dice el profesor de filosofía D. Pedro Gil Garbisu "Sólo los mejores no tienen miedo a enseñar, porque siempre van por delante".

Al ingeniero de caminos D. Alberto Pérez Armiño por las primeras oportunidades y por la herencia recibida en la metodología de su maestro, el ingeniero de caminos D. José Antonio Llombart.

Al ingeniero de obras públicas e ingeniero informático D. Juan Carlos Sánchez-Castro Díaz-Guerra por ser mi primer maestro y recordarme que el conocimiento de hecho es el importante y no el de derecho.

A los doctores ingenieros de caminos D. José Calavera Ruiz y D. Francisco Quintero porque, aunque ellos no lo sepan, hemos pasado mucho tiempo juntos a través de sus libros y me han hecho mejor ingeniero.

A D. Roque Gistau Gistau, por su padrinazgo profesional generoso y desinteresado.

Al doctor ingeniero de caminos, que probablemente sea el más completo ingeniero de estructuras del mundo, D. Julio Martínez Calzón, mi maestro, de quien he procurado adquirir todos los recursos metodológicos que me han ayudado a superar muchas



veces mis incapacidades y para el que no tengo palabras de agradecimiento suficientes; sólo pondré un ejemplo: cuando decidí emprender el camino de ingeniero en solitario, en el momento en que se lo comuniqué en su despacho, se levantó, me sonrió -quiero pensar que dudó un momento si me hacía una contraoferta, aunque probablemente se recreó en el alivio- me dio la mano, me sonrió, y me dijo: “Suerte y adelante. ¿Necesitas trabajo?”. Y al principio me ayudó y me lo dio.

No doy las gracias a los ingenieros de caminos D. Juan Jesús Álvarez Andrés, D. Carlos Pozo Moya por ser de mis mejores amigos, sino por ser, por extensión, maestros adjuntos de D. Julio; y dos de mis ingenieros de cabecera. A D. Juan Jesús le debo que haya sido el detonante de inspiración de este trabajo; ambos mi paño de lágrimas en las dificultades técnicas.

De manera parangonable a la anterior no agradezco la amistad sino la comprensión, consejo y escucha al ingeniero de caminos, D. Pablo Llaría Ibáñez, mi ingeniero global por la excelencia y diversidad de sus trabajos y el ejemplo de independencia y honestidad en que me miro. Descripción paralela a ésta última merece el ingeniero de caminos D. Joaquín Pérez Barroso a la que hay que añadir la de contratista y políglota informático creativo.

A D. Ginés Ladrón de Gevara y a D. Marco Romera Corral por ser también magisterio de D. Julio por prolongación y, con sus particularidades, por adición.

Al doctor ingeniero de caminos D. Javier Manterola Armisén y a la arquitecta Dña. Paola Moschini, porque no fui el mismo ingeniero desde que compartimos el curso sobre ingeniería y arquitectura en la Universidad Menéndez Pelayo.

Al doctor D. Miguel Fernández Ruiz, no por su generosidad ni su amistad manirrota a costa del tiempo de su familia, sino porque es uno de los mejores profesores e ingenieros de investigación práctica y genial proyectista que podré llegar a conocer y porque muchas de las aportaciones de este trabajo nacieron de su escucha, su consejo y su trabajo desinteresado.

A Dña María Corral y a Dña Belén Ballesteros, por recordarme que las ingenieras son más válidas que los ingenieros, casi siempre.

A los ingenieros de caminos D. Álvaro Serrano Corral y a D. Carlos Castañón, no por su amistad ni la generosidad de su tiempo, ni porque me ayudaran a coser mi orgullo con su honesta actitud cuando me di cuenta de que tenía que dejarles paso porque eran mejores y más jóvenes que yo, sino porque este documento también enhebra ideas cuyas regaladas.

A D. Luis Peset por su actitud de ingeniero de caminos tranquilo ante la adversidad: nunca olvidaré los momentos en que para mi fui ingeniero: cuando viví un accidente



con heridos en una obra en la que yo era copartícipe. Su apoyo discreto, imparcial, objetivo y sostenido en el tiempo nunca los olvidaré.

Al ingénieur des ponts et chaussées D. Patrick Ladret por su ayuda en la coproyección de la pasarela suspendida de Boltaña, y por su compromiso y magisterio técnico ante las dificultades en la rehabilitación del viaducto de la Jarosa.

A los ingenieros de caminos D. José Angel Pérez Torres, a D. Guillermo Lorente Perchín, Dña Conchita Lucas y a D. Luis Sopeña por la dureza y rigor de sus correcciones técnicas: me han hecho mejor profesional.

A los ingenieros de caminos D. José Luis Lleida y D. José Emilio Jimeno, inventores de la viga artesa prefabricada; por su coaching profesional.

Al ingeniero de caminos D. Carles Cots Coromina, otro de mis ingenieros de cabecera, por su apertura de miras, por su visión holística, por lo complementario a mis capacidades ingenieriles e investigadoras –de las que él también participa- pero ni por su amistad y ni por su apoyo en los momentos difíciles. A D. Manuel Díaz, el pulmón de este proyecto a través del esfuerzo realizado por su empresa Azul de Revestimientos Andaluces S.A., quien en colaboración con el laboratorio de estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos se han volcado en la ayuda a este trabajo.

Al doctor ingeniero de caminos D. Carlos Alonso Cobo, director de esta tesis, por su docencia, que sólo tardó en fructificar en mi unos 15 años, y por su ayuda e ideas fundamentales para la corrección y éxito de los ensayos desarrollados en el laboratorio por el grupo de trabajo GiaDe.

Al doctor ingeniero de caminos D. Jorge Bernabéu Larena, director de esta tesis, por su espera y su confianza en mi trabajo, por su magisterio y ejemplo, por su clarividencia y su capacidad plástica; por su ingenio y su ingeniería; por su guía.

Agradezco el trabajo en investigación básica o aplicada de todos aquellos profesionales que me han facilitado el camino del aprendizaje. Dense por aludidos todos los responsables de la bibliografía adendada. Con especial mención por la UPM y su departamento de Hormigón. Pero también aquellos que se me han olvidado.

Por último al ingeniero técnico agrónomo D. Dionisio Aparicio Gil quien, con el ejercicio de su trabajo, a costa del tiempo en familia, y con su salud perdida en dos golpes a su corazón; por culpa de la falta de información y las horas dibujando sobre planos en papel cebolla y aporreando su máquina de escribir, despertaron mi la vocación de ingeniero; a su pesar. Este trabajo es consecuencia de su ejemplo, no de su insistencia.



RESUMEN

Las juntas de calzada (o juntas de dilatación) son dispositivos de transición entre elementos estructurales discretos y contiguos cuya misión es absorber los movimientos relativos entre dichos elementos, a la vez que se soportan las cargas del tráfico rodado.

Las juntas de estribo son una parte del puente o viaducto que, en las estrategias más recientes de los países con estructuras más antiguas, se tiende a intentar minimizar en número o a suprimirlas totalmente.

Constituyendo una parte muy pequeña del presupuesto de ejecución material de la estructura en su primera instalación, las juntas de calzada suelen ser causa directa de un gran número de los problemas de mantenimiento, con el consiguiente incremento de costes.

Este trabajo tiene como objeto, primero hacer un repaso de los diferentes tipos de juntas de calzada en estribo presentes en la técnica para resolver la conexión entre el tablero y estribo. Tras su clasificación tipológica, que incluye un análisis de su localización en función del tipo de estribo en que se emplaza, se hace un resumen de sus patologías asociadas, las consecuencias de dichas patologías y se enumeran las diferentes causas de las mismas, así como la línea genérica para la resolución de cada una de ellas.***

De entre las principales soluciones de juntas de calzada existentes en el mercado se encuentran las siguientes:

- Junta sellada con material elástico
- Perfil de caucho comprimido
- Juntas de betún modificado
- Banda de caucho plegada con borde metálico
- Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos
- Perfil de elastómero armado
- Juntas con placas deslizantes
- Juntas modulares
- Juntas de dientes
- Juntas de peine
- Juntas de chapa deslizante exterior

Como una solución específica con sus particularidades se atiende al diseño de las:

- Juntas de calzada de puentes semi-integrales



- Juntas de calzada de puentes integrales

A partir del análisis de las causas de patologías asociadas a las juntas convencionales, se propone un nuevo diseño para eliminar el esviaje en las juntas en estructuras esviadas. Este detalle permite ganar en seguridad, especialmente para los vehículos de dos ruedas.

Además del detalle anterior, el documento centra sus esfuerzos en proponer una forma alternativa de resolución de las tradicionales juntas de calzada en estribos: la junta de calzada integral de estribo o simplemente 'Junta Integral de Estribo' (o 'JIE').

La solución está registrada por el autor de la presente tesis en la patente P201300915 (Solicitud de Patente Internacional PCT/ES2014/070747).

La solución consiste en prolongar la losa de compresión del tablero por encima del trasdós del estribo, apoyándola directamente encima del terreno de trasdós. El armado adecuado y la disposición de elementos transversales al eje que movilizan la deformación y la fisuración de la losa de forma controlada, permiten generar una "alfombra-acordeón de hormigón armado" tal que, si se ancla en el lado opuesto al tablero en un punto fijo, permite dar continuidad a la superficie de rodadura mediante la disposición de n juntas de ± 1 mm de carrera en lugar de 1 junta de $\pm n$ mm de carrera.

Las siguientes ilustraciones describen la solución donde lo singular es la losa acordeón cuyo detalle se muestra. Como ejemplo concreto de anclaje en lado opuesto al tablero se muestra un peso muerto a base de un macizo.

La nueva tipología de junta obliga a colonizar el trasdós del estribo. En esta zona es donde se encuentra habitualmente la losa de transición, por lo que se realiza un estudio tipológico de dicho elemento estructural. La losa de transición se dispone principalmente para evitar el efecto "bump", y tiene sus patologías específicas, sus consecuencias asociadas y una serie de causas conocidas; todas ellas se enumeran y discretizan individualmente para tener una perspectiva global de su problemática.

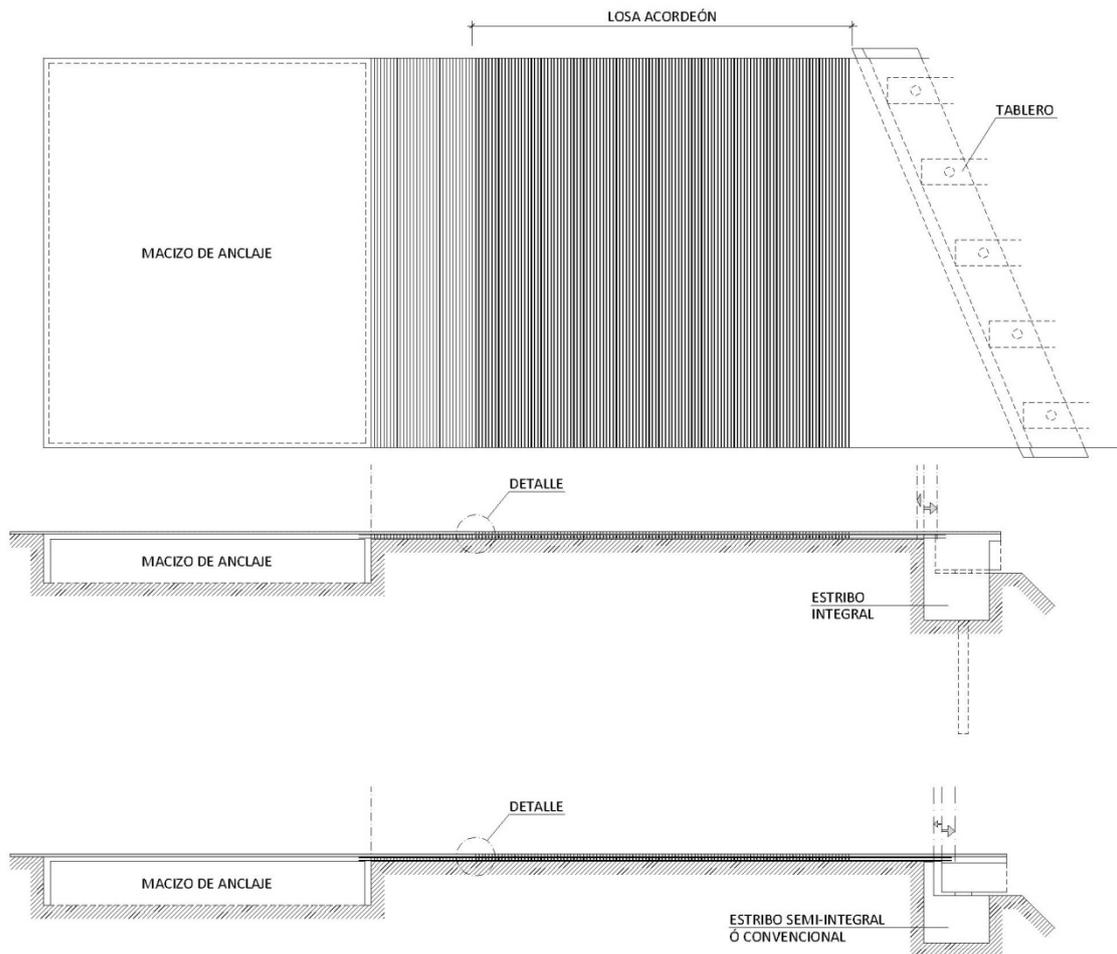


Ilustración 1: Planta y alzados de la junta integral de estribo (JIE).

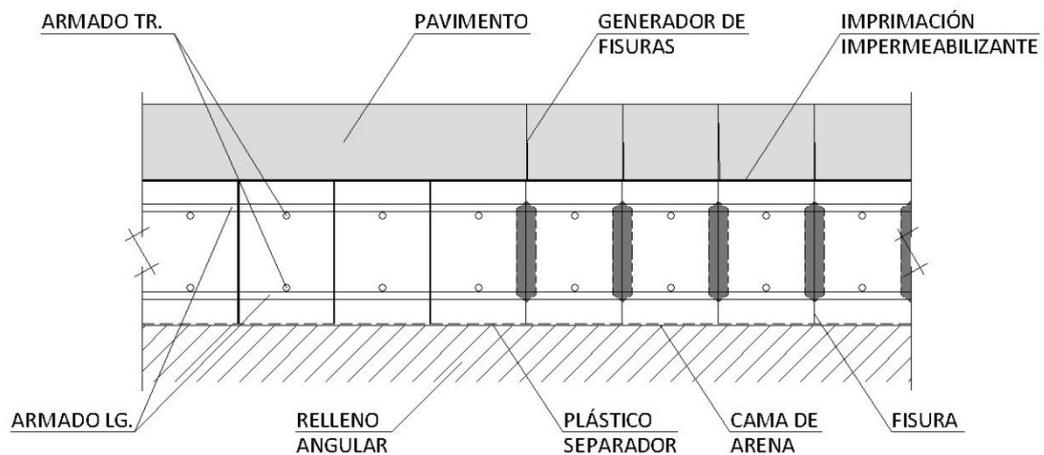


Ilustración 2: Detalle de la losa que conforma la junta integral de estribo (JIE)



Se constata la gran influencia que en la vida útil de las juntas tiene el estado de la calzada en la zona anterior a la junta –sobre el trasdós- y en la zona posterior –sobre la estructura. Esta no suele presentar problemas, sin embargo, la primera, la zona de calzada sobre trasdós o losa de transición, afecta a la planeidad de la calzada y por ende a las juntas de expansión, anulando de facto los certificados industriales de durabilidad, que se condicionan todos, al buen estado de los tramos de calzada contigua y a una correcta instalación.

Para evaluar el comportamiento de la JIE, se plantea primero el establecimiento de una metodología de diseño con base en el estado del conocimiento actual.

Tras la cuantificación, se realizan dos ensayos de pequeñas partes de la invención asociadas a las zonas de mayor incertidumbre. En concreto se realiza un ensayo de histéresis de una barra de acero dúctil en deformaciones. También se realiza un ensayo a fatiga sobre el aglomerado para ver su comportamiento ante la apertura y cierre de una fisura de un milímetro bajo el mismo.

Como parte central de la fase experimental, se ensaya el comportamiento de una probeta, a escala real, de un metro lineal de ancho de junta integral de puente en lo que se refiere a la parte que se considera necesaria para el testeo del funcionamiento de la invención.

Como resultados de este ensayo se contrastan los criterios apriorísticos de diseño con los resultados obtenidos, procediéndose al análisis crítico de los mismos.

La nueva filosofía de resolución de las juntas de calzada en estribo plantea la necesidad de relación de la JIE con el tablero en uno de sus extremos anclados, y con un macizo o el propio estribo en el extremo contrario anclado en la zona del trasdós. Este anclaje al propio estribo se puede dar a través de la propia losa de transición, detalle que aporta este trabajo.

En caso de que se utilice la JIE para la rehabilitación de juntas, se hace referencia al procedimiento constructivo a emplear tal que minimice las acciones y el tiempo necesario para su ejecución.

En conclusión se muestra la posibilidad de diseño de juntas integrales de estribo para diferentes condiciones técnicas de contorno cuya descripción y contraste experimental es objeto de la tesis.



ABSTRACT

The expansion joints are transition devices between structural elements next to each other, whose mission is to absorb relative movements between these elements at the same time that they are able to support traffic loads.

The expansion joint at the abutment are a part from the bridge or viaduct that, in the recent strategies of the countries with more antiqued structures, tend to eliminate or reduce their number.

Despite the expansion joints being a relatively small part of the programmed budget at initial construction, they are frequently the direct cause of maintenance problems and related increasing costs.

The scope of this document is the following: first to make a resume of the various types of expansion joints in abutments present to date which solve the connection between the abutment and the deck, including a location analysis depending on the abutment type in which it is placed. Secondly, to summarize the associated structural pathologies, indicating consequences and enumerating causes. Finally the generic ways to solve each one of the causes are shown.

Main expansion joints solutions present in the market to date are, inter alia:

- Silicone seals or hot-poured sealer joints
- Compression seal joints
- Asphaltic plug joints
- Elastomeric strip seal joints with metallic support
- Elastomeric strip seal joints with rubber support
- Bolt-down panel joint
- Sliding plates joints
- Modular joints
- Finger joints
- Exterior sliding plates joints

Specific expansion joint solutions added in this study are:

- Expansion joints for integral abutments
- Expansion joints for semi-integral abutments

From the analysis of the expansion joints pathologies, a new type of design is proposed to eliminate the skew of the conventional expansion joints. This detail provides more safety to the vehicles, especially motorcycles and bicycles.



On top of the abovementioned design, this document proposes and focuses on an alternative to conventional expansion joints in abutments: the Integral Abutment Joint (or 'IAJ').

The solution has been developed by the author in the national patent P201300915 (International Application number PCT/ES2014/070747).

The solution consists in extending the slab of the deck of the bridge on top of the backfill. The slab is supported by the backfill. The adequate reinforcement and the location of the transversal elements that mobilize the deformation and controlled crack of the slab, permit to generate an "reinforced concrete accordion-carpet" which, if anchored at the opposite side of the deck in a fixed point, allows a continuous tread with the disposition of n joints of ± 1 mm amplitude instead of 1 joint of $\pm n$ mm amplitude.

The previous illustrations describe the solution emphasizing as the singular issue on the accordion slab, whose detail is shown. As a particular example of anchorage, at the opposite side of the deck, a dead load solid is shown.

The new expansion joint typology forces to colonize the upper part of the abutment backfill. This is where the transition slab is located, so a typological study of this structural element is undertaken. The main mission of the transition slab is to avoid the "bump effect". Its specific pathologies and associated causes and consequences are listed and analysed in order to have a heuristic perspective of the problem.

It is well known the large influence on the average service life of the expansion joints of the status of the zone of the road previous to the joint –over the backfill- and in the zone of the road posterior to the joint -over the structure. The latter does not normally experience any problems however, the zone over the backfill or transition slab, affects the flatness of the road and therefore the expansion joints thus adversely impacting, de facto, the industrial durability certificates, which are all conditioned, additionally to a proper installation, to the sound status of the adjoining road sections.

In order to evaluate the behavior of the IAJ, the plan is first step to establish a methodology design based on the actual state-of-the-art.

After quantification, two minor trials associated with the areas of greatest uncertainty of the invention are envisaged: a hysteresis test of ductile steel bar under deformation set and a fatigue test on the agglomerate, in order to observe the behavior before the opening and closing of a mm wide crack under the asphalt.

As a central part of the experimental phase, it is envisaged to test the behavior of a real scale specimen of one meter wide integral abutment joint of a bridge, in order to contrast the results.



After this trial, priori design criteria are contrasted with the results, proceeding to a critical analysis of them.

The new philosophy of solving the expansion joints in abutment raises the need to link the invention, with the deck in one of its ends, and with a solid or the abutment itself at the other extremity; all over the exterior backfill surface area. This last anchoring to the abutment could take place through its own transition slab; detail covered in this report.

In case the IAJ is used for rehabilitation of expansion joints, additional methodology is described in this document so as to minimize the actions and time program.

To conclude, this thesis describes the design of novel integral abutment joints for different technical conditions, whose theory is endorsed by an international patent and currently in experimental phase.

FINANCIACIÓN

Este trabajo han recibido financiación privada por parte de:

- AZUL DE REVESTIMIENTOS ANDALUCES S.A. (**D. Manuel Díaz**) ha financiado las probetas en su totalidad y un ensayo de histéresis en particular.
- **D. Carles Cots Coromina**, con su visita técnica gratuita desde Barcelona a la revisión de la probeta.
- **D. Jaime Aparicio García**.
- **D. Dioniso Aparicio García y Dña. Ruth María García Fernández** financiando gran parte del ensayo.
- **Dña. Rocío Villalta González**.
- INGETURARTE S.L.



INDICE

INDICE.....	13
1. MEMORIA SOBRE LA ENSEÑANZA Y EL APRENDIZAJE	27
1.1. HERRAMIENTA PRIMERA: DIRECTORES DE TESIS.....	30
1.2. HERRAMIENTA SEGUNDA: MEDIOS DE INVESTIGACIÓN.....	31
1.3. EQUIPOS NECESARIOS.....	32
1.4. MEDIOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS	32
1.5. METODOLOGÍA DE TRABAJO PRIMERA: PRESENTACIONES PARCIALES CON DISCUSIÓN CON EL DIRECTOR DE TESIS 34	
1.6. METODOLOGÍA DE TRABAJO SEGUNDA: PRESENTACIONES PARCIALES AL DEPARTAMENTO.....	35
1.7. METODOLOGÍA DE TRABAJO TERCERA: BÚSQUEDA DE PATENTES	35
1.8. METODOLOGÍA DE TRABAJO CUARTA: CONSULTAS DIRIGIDAS AL ANÁLISIS DE LA BIBLIOGRAFÍA CIENTÍFICA.	36
1.9. EXPOSICIÓN DE TRABAJOS	37
1.10. RAZÓN DE SER DE LA ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO	37
1.11. NOMENCLATURA.....	39
2. TIPOS DE JUNTAS DE CALZADA EN ESTRIBOS. CARACTERÍSTICAS.....	45
2.1. JUNTA DE CALZADA: DEFINICIÓN	46
2.2. JUNTA DE CALZADA: LOCALIZACIÓN Y NÚMERO EN UN TABLERO	46
2.3. JUNTAS DE CALZADA: FUNCIONES.....	47
2.4. TIPOLOGÍA DE JUNTAS DE CALZADA. DESCRIPCIÓN.....	48
2.4.1. <i>Junta sellada con material elástico.....</i>	<i>52</i>
2.4.2. <i>Perfil de caucho o elastomérico comprimido.....</i>	<i>52</i>
2.4.3. <i>Juntas de betún modificado.....</i>	<i>54</i>
2.4.4. <i>Banda de caucho plegado con bordes metálicos o bandas de transición.....</i>	<i>55</i>
2.4.5. <i>Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos.....</i>	<i>57</i>
2.4.6. <i>Perfil de elastómero armado</i>	<i>58</i>
2.4.7. <i>Juntas con placas deslizantes</i>	<i>60</i>
2.4.8. <i>Juntas modulares.....</i>	<i>61</i>
2.4.9. <i>Juntas de dientes o peines</i>	<i>63</i>
2.4.10. <i>Juntas de chapa deslizante</i>	<i>65</i>
2.4.11. <i>Juntas en puentes semi-integrales e integrales</i>	<i>66</i>
2.5. LOCALIZACIÓN DE LA JUNTA EN FUNCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DEL ESTRIBO.....	67
2.5.1. <i>Estribos cerrados: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero.....</i>	<i>71</i>
2.5.2. <i>Estribos abiertos: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero</i>	<i>73</i>
2.5.3. <i>Estribos cargaderos sobre terraplén: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero.....</i>	<i>76</i>
2.5.4. <i>Estribos flotantes: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero</i>	<i>77</i>
2.5.5. <i>Estribos semi-integrales e integrales: junta al final de la losa de transición</i>	<i>79</i>
2.6. ANTECEDENTES HISTÓRICOS A LA JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO.	83
2.6.1. <i>El puente de fábrica</i>	<i>83</i>
2.6.2. <i>La tendencia a la supresión de juntas en tableros de puente.....</i>	<i>85</i>
2.6.3. <i>Puentes integrales: razones para su utilización.....</i>	<i>87</i>



2.6.4.	Problemática de los puentes integrales.....	88
2.6.5.	Alcance internacional de los puentes integrales.....	89
2.6.6.	Ejemplos de estribos en puentes integrales y semi-integrales.....	89
2.6.7.	Supresión de juntas por bloqueo de junta en estribo	92
2.6.8.	Dos propuestas griegas de estribos integrales	97
2.6.9.	Patentes similares.....	100
2.7.	ESPECIFICACIONES DE LAS JUNTAS DE CALZADA.....	106
2.7.1.	Rango de máximo horizontal: propiedad fundamental.....	107
2.7.2.	Rango de desajuste vertical: escalón en junta.....	108
2.7.3.	El esviaje permitido.....	111
2.7.4.	El costo de instalación, mantenimiento y sustitución.....	112
2.7.5.	Impermeabilidad.....	114
2.7.6.	Ruido.....	115
2.7.7.	Vida útil.....	116
2.7.8.	El tipo de tráfico.....	117
2.7.9.	El ancho de la junta	118
2.8.	COSTES DE MANTENIMIENTO DE JUNTAS DE CALZADA	119
3.	LA LOSA DE TRANSICIÓN: ELEMENTO DE INTERFERENCIA CON LA JIE	123
3.1.	NORMATIVA PARA LA DISPOSICIÓN DE LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	123
3.2.	RAZONES PARA LA DISPOSICIÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN	124
3.3.	CUÁNDO PRESCINDIR DE LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	124
3.4.	TIPOS DE LOSAS DE TRANSICIÓN.....	125
4.	PATOLOGÍAS DE LAS JUNTAS DE CALZADA Y DE LAS LOSAS DE TRANSICIÓN; CONSECUENCIAS, CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES	131
4.1.	PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS JUNTAS DE CALZADA	131
4.1.1.	Causas genéricas asociadas a las patologías de juntas.....	132
4.1.2.	Causas específicas de patologías de juntas elastoméricas.....	137
4.1.3.	Causas específicas de patologías de perfiles de caucho comprimido.....	137
4.1.4.	Causas específicas de patologías de betún modificado.....	137
4.1.5.	Causas específicas de patologías de juntas ancladas con pernos (juntas de elastómero y juntas deslizantes).	138
4.1.6.	Causas específicas de patologías de juntas modulares.	140
4.1.7.	Causas específicas de patologías de juntas de peine.....	140
4.1.8.	Ejemplos gráficos concretos de patologías en juntas.....	140
4.1.9.	Criterios genéricos para aumentar la durabilidad en juntas de calzada.	148
4.2.	PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	149
4.2.1.	Desplazamientos térmicos cíclicos de la cabeza de estribo.....	154
4.2.2.	Asientos globales del terraplén o diferenciales entre el estribo y el terraplén	157
4.2.3.	Descalce bajo losa de transición de estribo debido a: La erosión del trasdós	159
4.2.4.	Descalce bajo losa de transición de estribo debido a: El efecto del tráfico	160
4.2.5.	Abombamiento del pavimento debido a efectos térmicos de dilatación	161
4.2.6.	Empujes del terreno sobre el alzado del estribo en el trasdós.....	162
4.2.7.	Gelivación de lentejuelas en explanada por defecto del drenaje	164
4.2.8.	Incorrecto diseño de la losa de aproximación	164
4.2.9.	Diseño inadecuado del durmiente de la losa de aproximación en prolongación recta	167
4.2.10.	La pérdida de material de trasdós: Transversalmente a la dirección de la vía por falta de aletas de acompañamiento que confinen el terraplén de apoyo.....	168



4.2.11.	La pérdida de material de trasdós: Longitudinalmente por erosión del agua	169
4.2.12.	Deslizamientos del terraplén de estribo.....	169
4.2.13.	Suelos expansivos en terraplén de trasdós	169
4.2.14.	Consolidación del terraplén bajo losa de transición debido a: Insuficiente compactación durante la ejecución.....	169
4.2.15.	Consolidación del terraplén bajo losa de transición debido a: Deficiente especificación del relleno del trasdós.....	170
4.2.16.	Rotura del suelo	170
4.2.17.	Consolidación del terreno natural debido a la carga del terraplén.....	170
4.2.18.	Empujes laterales del terreno del terraplén sobre la cimentación profunda.....	171
5.	PROPUESTA DE SOLUCIÓN: JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO (JIE)	173
5.1.	JUSTIFICACIÓN CONCEPTUAL DE LA SOLUCIÓN.....	174
5.2.	ÁMBITO DE LA SOLUCIÓN	174
5.3.	ACCIONES	175
5.3.1.	Pretensado.....	176
5.3.2.	Retracción y Fluencia	177
5.3.3.	Temperatura	178
5.3.4.	Frenado y arranque	186
5.3.5.	Fuerzas centrífugas.....	188
5.3.6.	Viento	189
5.3.7.	Sismo.....	189
5.4.	MATERIALES.....	190
5.5.	DIMENSIONAMIENTO	191
5.5.1.	Hipótesis de dimensionamiento.....	191
5.5.2.	Dimensionamiento de la longitud de “losa acordeón”	192
5.5.3.	Dimensionamiento del armado de la “losa acordeón”	193
5.5.4.	Dimensionamiento del espesor de la “losa acordeón”	197
5.5.5.	Dimensionamiento del espesor del pavimento sobre “losa acordeón”	197
5.5.6.	Dimensionamiento del los anclajes JIE-tablero.....	197
5.5.7.	Dimensionamiento de anclaje en macizo	198
5.5.7.1.	Dimensionamiento del anclaje como losa-macizo prolongada	201
5.5.7.2.	Dimensionamiento del macizo de anclaje minimizando actuación en planta	201
5.5.7.3.	Dimensionamiento del anclaje a estribo.....	202
5.6.	APOYO DE LOSA	207
5.7.	DURABILIDAD	207
5.8.	INDUSTRIALIZACIÓN EJECUCIÓN	207
5.9.	APLICACIONES PRÁCTICAS DE LA JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO.....	208
5.10.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	208
5.10.1.	Procedimiento constructivo para puentes de nueva planta	211
5.10.2.	Procedimiento constructivo rehabilitación de puentes existentes.....	211
5.11.	ESTUDIO ECONÓMICO	220
6.	EXPERIMENTACIÓN Y SUS RESULTADOS	225
6.1.	ANTECEDENTES Y PROYECTO DEL ENSAYO.	225
6.1.1.	Tamaño de la probeta de ensayo	227
6.1.2.	Espesor de la probeta	227
6.1.3.	Separación entre planos de fisura	228
6.1.4.	El material, la forma y dimensiones de las tablas de separación	229



6.1.5.	<i>Materiales de la losa acordeón.....</i>	232
6.1.6.	<i>Materiales del pavimento e impermeabilización.....</i>	232
6.1.7.	<i>Materiales del apoyo de losa acordeón.....</i>	234
6.1.8.	<i>Otros materiales auxiliares.....</i>	235
6.1.9.	<i>Elección del número de ciclos</i>	236
6.1.10.	<i>Casuística del fallo a priori del ensayo</i>	236
6.1.11.	<i>Ejecución e instrumentación de la probeta.....</i>	237
6.2.	ENSAYO CÍCLICO E MEZCLA BITUMINOSA.....	240
6.3.	ENSAYO EL 19 DE DICIEMBRE DE 2014	246
6.4.	ENSAYOS DE TRAZABILIDAD DEL ACERO Y DEL HORMIGÓN	252
6.5.	ENSAYO DE ROZAMIENTO DE LA ARENA	256
6.6.	ENSAYO PARCIAL DE UNA BARRA DE ARMAR ANTE CARGAS CÍCLICAS	256
6.7.	CONTINUACIÓN DEL ENSAYO DURANTE EL 20, EL 23 Y EL 24 DE FEBRERO DE 2015	259
6.8.	ANÁLISIS CRÍTICO DE LA CAMPAÑA EXPERIMENTAL.....	266
6.8.1.	<i>Adherencia entre pavimento y losa</i>	266
6.8.2.	<i>Mapeo de fisuras estimado</i>	267
6.8.3.	<i>Fisuras con apertura por encima de la prevista.....</i>	268
6.8.4.	<i>Ciclos soportados.....</i>	269
6.8.5.	<i>Efecto Bauschinger</i>	271
7.	CONCLUSIONES.....	273
8.	TRABAJOS FUTUROS	277
	BIBLIOGRAFÍA	279
	INDICE DE TABLAS.....	289
	ANEXO 00: PATENTE DE LA JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO	295
	ANEXO 01: DEFINICIÓN DEL ENSAYO; PROYECTO DE ENSAYO DE PROBETA EXPERIMENTAL QUE INCLUYE LOS PLANOS DE LA PROBETA DISEÑADA.....	295
	ANEXO 02: PROYECTO DE ENSAYO DE JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO; DOCUMENTO DE CONCURSO ENTE UNIVERSIDADES PARA LA EJECUCIÓN DEL ENSAYO.	295
	ANEXO 03: MEMORIA DEL ENSAYO EL 19 DE DICIEMBRE DE 2014.	295
	ANEXO 04: SOLUCIONES PARA LA CONTINUACIÓN DEL ENSAYO: PLANOS DE REFUERZO DE PROBETA Y PREPARACIÓN DE LA CONTINUACIÓN DEL ENSAYO	295
	ANEXO 05: ENSAYOS DE TRACCIÓN Y CARGA CÍCLICA SOBRE BARRA CORRUGADA REALIZADO POR EL LABORATORIO DE LA DIVISIÓN DE CIENCIA E INGENIERÍA DE LOS MATERIALES (LADICIM).....	295
	ANEXO 06: ENSAYO DEL 20, 23 Y 24 DE FEBRERO DE 2015; MEMORIA FINAL DEL ENSAYO INCLUYENDO LOS ENSAYOS PARCIALES DE APROXIMACIÓN AL COMPORTAMIENTO FÍSICO.....	295
	ANEXO 07: ENSAYO EN PROTOTIPO DE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO. MEMORIA DE GIADÉ.....	295
	ANEXO 08: PLANOS DE PROYECTO DE PRIMER PUENTE CON JUNTAS INTEGRALES.....	295
	ANEXO 09: TRABAJO REALIZADO PARA EL DEA Y PUBLICADO EN LA REVISTA HORMIGÓN Y ACERO: “ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN LOSA-PILARES EN EDIFICIOS SIN JUNTAS BAJO DEFORMACIONES IMPUESTAS INSTANTÁNEAS Y EN EL TIEMPO”	295



INDICE DE FIGURAS

ILUSTRACIÓN 1: PLANTA Y ALZADOS DE LA JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO (JIE).....	8
ILUSTRACIÓN 2: DETALLE DE LA LOSA QUE CONFORMA LA JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO (JIE).....	8
FIG 1.11. 1: NOMENCLATURA: ESTRIBO CONVENCIONAL CON JUNTA ENTRE MURETE Y TABLERO	39
FIG 1.11. 2: NOMENCLATURA. ABERTURA VERTICAL DE JUNTA POR FLEXIÓN LOCAL DE ALA DE TABLERO RESPECTO AL MURETE DE RESPALDO.....	40
FIG 1.11. 3: NOMENCLATURA: GUARDACANTOS Y BANDAS DE TRANSICIÓN.	41
FIG 1.11. 4: NOMENCLATURA. DEFINICIÓN DE ESVAJE Y LABIOS DE JUNTA.....	42
FIG 1.11. 5: NOMENCLATURA EN ESTRIBO DE PUENTE INTEGRAL.	43
FIG 1.11. 6: NOMENCLATURA: LOSA ACORDEÓN O DE JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO	44
FIG. 2.4. 1: TIPOS DE JUNTAS. (CAICEDO, WIEGER, ZIEHL, & RIZOS, 2011) Y (DELAWARE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2005)	49
FIG. 2.4. 2: JUNTA SELLADA CON MATERIAL ELÁSTICO. (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008), CON PATENTE(CATHEY & BAKER, 1992)	52
FIG. 2.4. 3: PERFIL DE CAUCHO COMPRIMIDO.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003) Y (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008)	53
FIG. 2.4. 4: PERFIL DE ELASTÓMERO COMPRIMIDO. (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008).....	54
FIG. 2.4. 5: JUNTAS DE BETÚN MODIFICADO. (PETERSON & LYMBURNER, 1981)	54
FIG. 2.4. 6: JUNTAS DE BETÚN MODIFICADO. (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008)	55
FIG. 2.4. 7: BANDA DE CAUCHO PLEGADA CON BORDE METÁLICO. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	56
FIG. 2.4. 8: BANDA DE CAUCHO PLEGADA FIJADA CON BORDE METÁLICO. (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008)	56
FIG. 2.4. 9: BANDA DE CAUCHO PLEGADA FIJADA CON BORDE METÁLICO.(FK., EVANS, COHEN, & ROLL, 1983)	57
FIG. 2.4. 10: BANDA DE CAUCHO PLEGADA CON BORDES ELASTOMÉRICOS. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003).....	58
FIG. 2.4. 11: BANDA DE CAUCHO PLEGADA FIJADA CON BANDAS DE TRANSICIÓN. SÓLO PARA TRÁFICO LIGERO. (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008)	58
FIG. 2.4. 12: PERFIL DE ELASTÓMERO ARMADO CON PAVIMENTO RÍGIDO. (DORNSIFE, 2000). NO REPRESENTADO EL BABERO DE DRENAJE.....	59
FIG. 2.4. 13: PERFIL DE ELASTÓMERO ARMADO CON PAVIMENTO FLEXIBLE.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 34). NO REPRESENTADO EL BABERO DE DRENAJE.....	60
FIG. 2.4. 14: JUNTAS CON PLACAS DESLIZANTES. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003) .	61
FIG. 2.4. 15: JUNTAS MODULARES. (STATE OF QUEENSLAND (DEPARTMENT OF TRANSPORT AND MAIN ROADS), 2009, PÁG. 2)	62
FIG. 2.4. 16: JUNTAS MODULARES.(FK., EVANS, COHEN, & ROLL, 1983)	62
FIG. 2.4. 17: JUNTAS DE DIENTES ANTERIORES A LA SEGUNDA GUERRA MUNDIAL.(FICHER, 1939).....	63
FIG. 2.4. 18: JUNTAS DE DIENTES DE HORMIGÓN. ENCOFRADO PARA SU EJECUCIÓN IN SITU. (ARAI, 1979)	64



FIG. 2.4. 19: JUNTAS DE DIENTES. ANÁLOGA A LA DE PEINE.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	64
FIG. 2.4. 20: JUNTAS DE PEINE.(QUEEN ISLAND GOVERMENT. DEPARTMENT OF TRANSPORT AND MAIN ROADS, 2014).....	65
FIG. 2.4. 21: JUNTAS DE CHAPA DESLIZANTE EXTERIOR. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	65
FIG. 2.4. 22: JUNTAS DE PUENTES SEMI-INTEGRALES DEL TIPO NORTEAMERICANO. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	66
FIG. 2.4. 23: PUENTES INTEGRALES CON JUNTAS EN EXTREMO DE LOSA DE APROXIMACIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	67
FIG. 2.5. 1: LIMITACIÓN PARA LA UTILIZACIÓN DE PUENTES INTEGRALES. (NDOT [NEVADA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION], 2010).....	69
FIG. 2.5. 2: EVOLUCIÓN DE LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LOS ESTRIBOS EN SUIZA (DREIER, INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES PONTS INTÉGRAUX, 2010, PÁG. 4)	70
FIG. 2.5. 3: ESTRIBO CERRADO TÍPICO DE PASO SUPERIOR DE AUTOVÍA CON CIMENTACIÓN SUPERFICIAL Y LOSA DE TRANSICIÓN CORRESPONDIENTE A FIRME FLEXIBLE. ALETAS DE ACOMPAÑAMIENTO EN VUELTA. ELABORACIÓN PROPIA BASADA EN (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992).	71
FIG. 2.5. 4: ESTRIBO CERRADO TÍPICO DE VIADUCTO DE AUTOVÍA CON DOBLE CALZADA Y MEDIANA INTERMEDIA CON CIMENTACIÓN SUPERFICIAL Y LOSA DE TRANSICIÓN CORRESPONDIENTE A FIRME FLEXIBLE DE LA QUE SE REPRESENTA SÓLO LA MÉNSULA DE APOYO EN ALZADO.(PACHECO MONTEAGUDO, 2005)	72
FIG. 2.5. 5: ESTRIBO CERRADO TÍPICO DE UNA CALZADA CON CIMENTACIÓN SUPERFICIAL Y LOSA DE TRANSICIÓN CORRESPONDIENTE A FIRME FLEXIBLE ENTRE ALETAS DE ACOMPAÑAMIENTO EN VUELTA.(PACHECO MONTEAGUDO, 2005).....	73
FIG. 2.5. 6: ESTRIBO ABIERTO TÍPICO DE PASO SUPERIOR DE AUTOVÍA CON CIMENTACIÓN SUPERFICIAL Y LOSA DE TRANSICIÓN CORRESPONDIENTE A FIRME FLEXIBLE. TERRAPLÉN FRONTAL DERRAMANDO ENTRE FUSTES DE ALZADO. ELABORACIÓN PROPIA BASADA EN (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992). NOTA: TALUD DE TERRENO SIN ESCALA.	74
FIG. 2.5. 7: ESTRIBO ABIERTO TÍPICO DE PASO SUPERIOR DE AUTOVÍA CON CIMENTACIÓN SUPERFICIAL Y LOSA DE TRANSICIÓN CORRESPONDIENTE A FIRME FLEXIBLE. ALZADOS FRONTAL (A) Y LATERAL (B) Y PLANTA (C).(PACHECO MONTEAGUDO, 2005)	74
FIG. 2.5. 8: ESTRIBO ABIERTO. PERSPECTIVA. (ARENAS & APARICIO, 1984)	75
FIG. 2.5. 9: ESTRIBO ABIERTO. DURMIENTE SOBRE PILOTES. (ARENAS & APARICIO, 1984)	76
FIG. 2.5. 10: ESTRIBO CARGADERO SOBRE TERRAPLÉN. ELABORACIÓN PROPIA.	77
FIG. 2.5. 11: ESTRIBO FLOTANTE.(ARENAS & APARICIO, 1984). Y PATOLOGÍAS EN FLEJES POR FILTRACIONES DE AGUA CON SALMUERA A TRAVÉS DE LA JUNTA (CORTESÍA DE D. CARLOS ALONSO COBO)	78
FIG. 2.5. 12: TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LOS ESTRIBOS EN ESTADOS UNIDOS DE AMÉRICA. (A) ESTRIBO CARGADERO CON ALETAS DE ACOMPAÑAMIENTO TRANSVERSALES. (B) ESTRIBO CARGADERO SOBRE TERRAPLÉN CON ALETAS EN VUELTA HACIA EL TRASDÓS. (D) ESTRIBO CARGADERO CON ALETAS EN VUELTA HACIA INTRADÓS (D) ESTRIBO FLOTANTE CON ALETAS DE ACOMPAÑAMIENTO TRANSVERSALES. (FHWA [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION], 2012, PÁG. 32 Y 34)	79
FIG. 2.5. 13: ESTRIBOS DE PUENTE INTEGRAL TÍPICOS DE LOS ESTADOS UNIDOS.(ARSOY, BARKER, & DUNCAN, 2002).....	80
FIG. 2.5. 14: COMPARATIVA ENTRE PUENTE INTEGRAL NORTEAMERICANO Y LA TECNOLOGÍA EUROPEA CONVENCIONAL. (MARTIN P. BURKE, 1993).....	80
FIG. 2.5. 15: ESTRIBOS DE PUENTE INTEGRAL Y SEMI-INTEGRAL EN CANADÁ.(HERRERO, 2013).....	81



FIG. 2.5. 16: ESTRIBOS DE PUENTE INTEGRAL EN IRLANDA.(HERRERO, 2013).....	82
FIG. 2.5. 17: ESTRIBOS DE PUENTE INTEGRAL EN EL ESTADO DE VIRGINIA, USA.(HERRERO, 2013)	83
FIG. 2.6. 1: PUENTE DE FÁBRICA SOBRE EL RÍO CARRIÓN. ANTES DE SU REHABILITACIÓN; PROYECTO DE LA MISMA DEL AUTOR.	84
FIG. 2.6. 2: ESQUEMA DE EVOLUCIÓN HACIA PUENTES INTEGRALES.(MINISTERIO DE FOMENTO, 2012, PÁG. 9)	86
FIG. 2.6. 3: ESQUEMA DE EVOLUCIÓN HACIA PUENTES INTEGRALES.(DREIER, INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES PONTS INTÉGRAUX, 2010, PÁG. 5).....	87
FIG. 2.6. 4: ESTRIBO INTEGRAL NORTEAMERICANO CON DIAFRAGMA RÍGIDO SOBRE PILOTES METÁLICOS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000, PÁG. 27)	90
FIG. 2.6. 5: ESTRIBO INTEGRAL EN EL QUE SE MUESTRA EL ARMADO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN]. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000, PÁG. 64).....	90
FIG. 2.6. 6: ESTRIBO INTEGRAL SEGÚN RECOMENDACIONES BRITÁNICAS BA 57/95 PARTE 8 LA JUNTA SE DISPONE A CONTINUACIÓN DE LOS EXTREMOS DE TABLEROS [III]. (BRITISH STANDARDS INSTITUTE, 2008)	91
FIG. 2.6. 7: ESTRIBOS INTEGRALES SEGÚN RECOMENDACIONES BRITÁNICAS.(THA [THE HIGHWAYS AGENCY], 2003).....	92
FIG. 2.6. 8: BLOQUEO DE JUNTA MEDIANTE UNA LOSA ANCLADA POR ROZAMIENTO AL TERRENO DEL TRASDÓS. (LEÓN GONZÁLEZ, CORRES PEIRETTI, MARTÍNEZ ARRIBAS, SEGURA PÉREZ, & LEY URZÁIZ, 2014, PÁG. 7)	93
FIG. 2.6. 9: BLOQUEO DE JUNTA MEDIANTE UNA LOSA ANCLADA POR ROZAMIENTO AL TERRENO DEL TRASDÓS MÁS EL EFECTO DE RASTRILLOS. (LEÓN GONZÁLEZ, CORRES PEIRETTI, MARTÍNEZ ARRIBAS, SEGURA PÉREZ, & LEY URZÁIZ, 2014, PÁG. 7)	94
FIG. 2.6. 10: BLOQUEO DE JUNTA MEDIANTE MACIZO SOBRE RELLENO DEL TRASDÓS DE ESTRIBO. (LEÓN GONZÁLEZ, CORRES PEIRETTI, MARTÍNEZ ARRIBAS, SEGURA PÉREZ, & LEY URZÁIZ, 2014, PÁG. 8) 95	
FIG. 2.6. 11: BLOQUEO DE JUNTA MEDIANTE MACIZO MICROPILOTADO SOBRE RELLENO DEL TRASDÓS DE ESTRIBO. (LEÓN GONZÁLEZ, CORRES PEIRETTI, MARTÍNEZ ARRIBAS, SEGURA PÉREZ, & LEY URZÁIZ, 2014, PÁG. 8).....	95
FIG. 2.6. 12: BLOQUEO DE JUNTA. SOLUCIÓN PARA VIADUCTO EN PLASENCIA. (LEÓN GONZÁLEZ, CORRES PEIRETTI, MARTÍNEZ ARRIBAS, SEGURA PÉREZ, & LEY URZÁIZ, 2014, PÁGS. 9-10)	96
FIG. 2.6. 13: ESTRIBO INTEGRAL PARA RESOLVER LAS FUERZAS SÍSMICAS EN ESTRIBOS. (MITOULIS & TEGOS, TWO NEW EARTHQUAKE RESISTANT INTEGRAL ABUTMENTS FOR MEDIUM TO LONG SPAN BRIDGES, 2011, PÁG. 157)	98
FIG. 2.6. 14: ESTRIBO INTEGRAL PARA RESOLVER LAS FUERZAS SÍSMICAS EN ESTRIBOS. (MITOULIS & TEGOS, TWO NEW EARTHQUAKE RESISTANT INTEGRAL ABUTMENTS FOR MEDIUM TO LONG SPAN BRIDGES, 2011, PÁG. 157)	99
FIG. 2.6. 15: TRASDÓS DE ESTRIBO ARMADO CON TIRAS DE FLEJES SINGULARES. (PILE FORM ABUTMENT SOFT PATCH, 2003)	100
FIG. 2.6. 16: LOSA DE TRANSICIÓN REGULABLE. (METHOD FOR SOLVING PROBLEM OF VEHICLE BUMP AT BRIDGE HEAD AND STRUCTURE THEREOF , 2010).....	101
FIG. 2.6. 17: LOSA DE TRANSICIÓN QUE INTENTA PALIAR EL EFECTO BACHE. (ANTI-SEISMIC AND ANTI-FLOOD SEMI-INTEGRAL ABUTMENT SEAMLESS BRIDGE AND CONSTRUCTION METHOD THEREOF, 2012)	101
FIG. 2.6. 18: LOSA DE TRANSICIÓN A BASE DE RELLENO SINGULAR. (TRANSITION ROADBED FOR DEALING WITH VEHICLE BUMP, 2010).....	102
FIG. 2.6. 19: RELLENO EN TRASDÓS DE ESTRIBO CIMENTADO EN COLUMNAS DE GRAVA PARA EVITAR EFECTO BUMP.(ROAD-BRIDGE CONNECTING SECTION VARIABLE RIGIDITY ROADBED, 2013)	102



FIG. 2.6. 20: SOLUCIÓN DE BLOQUEO DE JUNTA. (SEAMLESS BRIDGE HEAD STRUCTURE, 2013)	103
FIG. 2.6. 21: PREVIENIENDO EL EFECTO BUMP CON COLUMNAS DE GRAVA. (BRIDGE-HEAD BUMPING PREVENTION AND SETTLEMENT STRUCTURE BASED ON COMPOSITE CONCRETE ROAD SURFACE, 2013)	103
FIG. 2.6. 22: RELLENO COMPRESIBLE DE TRASDÓS DE ESTRIBO. (SOFT SOIL FOUNDATION BASED BRIDGEHEAD STRUCTURE, 2014)	104
FIG. 2.6. 23: SOLUCIÓN MUY SIMILAR A LA JIE (NOVEL JOINTLESS BRIDGE STRUCTURE, 2013).....	105
FIG. 2.6. 24: TRASDÓS DE ESTRIBO SEMI- INTEGRAL REFORZADO CON GEOTEXTIL. (STRUCTURE FOR CONTROLLING REAR-ABUTMENT SETTING AND PAVEMENT CRACKING OF SEAMLESS BRIDGE WITH REINFORCED GEOTEXTILES, 2014)	105
FIG. 2.6. 25: LOSA DE TRANSICIÓN EN ARCO PARA ABSORBER EL EFECTO BACHE (JOINTLESS BRIDGE BASED ON ARCH STRUCTURE ARRANGED BEHIND ABUTMENT, 2014)	106
FIG. 2.6. 26: REHABILITACIÓN DE LOSAS DE TRANSICIÓN DE ESTRIBOS INTEGRALES (STRUCTURE FOR ABSORBING END STRESS OF LAP SLAB OF JOINTLESS BRIDGE, 2015)	106
FIG. 2.7. 1: RIGIDIZACIÓN DE LOSA DE TABLERO DE PUENTE DE VIGAS PREFABRICADAS POR RECRECIDO EXTREMO DE LOSA DE COMPRESIÓN DE TABLERO. (COSELLI, Y OTROS, 2006)	110
FIG. 2.7. 2: VIGA RIGIDIZADORA EN VIADUCTOS DE LA AUTOPISTA VILLALBA-ADANERO. CORTESÍA DE DRAGADOS. (MORERA, 1988)	110
FIG. 2.7. 3: DETALLE DE REHABILITACIÓN DE JUNTA DE CALZADA PARA EVITAR ESVAJE AL TRÁFICO RODADO DE DOS RUEDAS, PRINCIPALMENTE. ELABORACIÓN PROPIA.....	112
FIG. 2.7. 4: MEDICIONES DEL RUIDO DE DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS. (CHILES, 2014)	115
FIG. 3. 1: ESTRIBO NO INTEGRAL CON FIRME FLEXIBLE. (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992).....	126
FIG. 3. 2: ESTRIBO NO INTEGRAL CON FIRME RÍGIDO.(MINISTERIO DE FOMENTO, 1992)	126
FIG. 3. 3: DETALLE DE JUNTA EN EXTREMO DE LOSA DE TRANSICIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992)	127
FIG. 3. 4: LOSA DE TRANSICIÓN EN ESTRIBO. DISPOSICIÓN EN PLANTA. (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992)	127
FIG. 3. 5: LOSA DE TRANSICIÓN EN ESTRIBO. ARMADO TÍPICO. (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992).....	127
FIG. 3. 6: LOSA DE TRANSICIÓN EN ESTRIBO. DISPOSICIÓN EN PLANTA DE ESTRIBO ESVIADO. (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992)	128
FIG. 3. 7: PLANO TIPO DE LOSA DE APROXIMACIÓN O LOSA DE TRANSICIÓN DEL ESTADO DE NEVADA.(NDOT [NEVADA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION], 2010) ES DE RESALTAR LO CUIDADO DE TODOS LOS DETALLES.....	128
FIG. 3. 8: DETALLES DE LOSAS DE TRANSICIÓN NORTEAMERICANAS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	129
FIG. 4.1. 1: PUENTE REAL A REHABILITAR CON AUSENCIA DE JUNTA, Y APOYOS EN MAL ESTADO. LOS CICLOS TÉRMICOS, Y SOBRE TODO, LA EROSIÓN DEL AGUA HAN ARRUINADO EL ESTRIBO DEL PUENTE. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS ANDALUCES S.A.	136
FIG. 4.1. 2: DETALLE EN QUE SE OBSERVA LA NECESIDAD DE ESTABLECER ESTÁNDARES DE SEPARACIONES DE ARMADO PARA EVITAR LA INTERFERENCIA ENTRE PERNOS Y ARMADURA DE TABLERO O DE CABEZA DE ESPALDÓN DE ESTRIBO.....	139
FIG. 4.1. 3: PATOLOGÍA POR AUSENCIA DE JUNTA. DESDE EL PRIMER AÑO APARECE.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 93)	141



FIG. 4.1. 4: PATOLOGÍA POR ATERRAMIENTO DE JUNTA. LOS MORTEROS DE ACOMPAÑAMIENTO NO HAN TENIDO UN CORRECTO PUENTE DE UNIÓN CON EL PAVIMENTO POR LO QUE SE HAN CONVERTIDO EN VÍAS DE ENTRADA DE AGUA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 93)	141
FIG. 4.1. 5: PATOLOGÍA POR AUSENCIA DE JUNTA EN ZONA DE ACERAS.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 94)	141
FIG. 4.1. 6: PATOLOGÍA POR ATERRAMIENTO Y FALTA DE MANTENIMIENTO.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 94)	141
FIG. 4.1. 7: PATOLOGÍA POR FALTA DE MANTENIMIENTO. LA PERDIDA DE LAS PLACAS DESLIZANTES PUEDEN CAUSAR GRAVE DAÑO AL USUARIO, LO MISMO QUE LAS CABEZAS DE LOS PERNOS REMANENTES, (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 94).....	142
FIG. 4.1. 8: PATOLOGÍA POR PAVIMENTACIÓN SOBRE JUNTA. A LA MÍNIMA VARIACIÓN TÉRMICA SE VUELVE A MANIFESTAR LA JUNTA, VOLVIENDO A SER VÍA DE FILTRACIÓN DE AGUA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 95).....	142
FIG. 4.1. 9: PATOLOGÍA POR HUNDIMIENTO DE MORTEROS DE JUNTA. LA CAUSA ES UNA INSTALACIÓN INADECUADA.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 95)	142
FIG. 4.1. 10: PATOLOGÍA POR ENVEJECIMIENTO DEL ELASTÓMERO DEL PERFIL ARMADO DE JUNTA.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 95).....	142
FIG. 4.1. 11: PATOLOGÍA POR ENVEJECIMIENTO DEL PERFIL DE CAUCHO COMPRIMIDO.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 96).....	143
FIG. 4.1. 12: REPARACIÓN INCORRECTA SOBRE JUNTA.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 96)	143
FIG. 4.1. 13: PATOLOGÍA POR DETERIORO DEL BETÚN MODIFICADO DE LA JUNTA.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 96)	143
FIG. 4.1. 14: PATOLOGÍA POR ROTURA Y HUNDIMIENTO DE JUNTA EN VOLADIZO DE PUENTE.(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 96).....	143
FIG. 4.1. 15: EN JUNTA DE CONTROL, JUNTA DE EXPANSIÓN O JUNTA DE CALZADA DE LOS ESTRIBOS INTEGRALES O SEMI-INTEGRALES NORTEAMERICANOS.(REZA, 2013)	144
FIG. 4.1. 16: JUNTA CEGADA PROVISIONALMENTE. CORTESÍA DE AZUL	144
FIG. 4.1. 17: JUNTA DE ELASTÓMERO ARMADO SIN MANTENIMIENTO DE LIMPIEZA Y CON PÉRDIDA DE PERNOS. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS S.A.	144
FIG. 4.1. 18: JUNTA DE ELASTÓMERO ARMADO; ALINEACIÓN DE PERNOS INTERFIRIENDO CON EL ARMADO. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS S.A.	144
FIG. 4.1. 19: ESTADO DE JUNTAS EN PUENTE URBANO DE VIGAS DE DOS VANOS Y 46 M DE LONGITUD EN ALGECIRAS	145
FIG. 4.1. 20: ESTADO DE JUNTAS EN PUENTE URBANO DE VIGAS DE DOS VANOS Y 54 M DE LONGITUD EN ALGECIRAS	146
FIG. 4.1. 21: ESTADO DE JUNTA DE ELASTÓMERO ARMADO EN QUE SE HA DESPRENDIDO UN MÓDULO. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS ANDALUCES S.A.....	147
FIG.4.2. 1: DESCRIPCIÓN DE LAS CUATRO PRINCIPALES CAUSAS POR LAS QUE SE PRODUCE EL EFECTO BUMP EN TRASDÓS DE ESPALDÓN DE ESTRIBO QUE JUSTIFICAN LA DISPOSICIÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992)	149
FIG.4.2. 2: PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS LOSAS DE TRANSICIÓN NORTEAMERICANAS.(BRIAUD, JAMES, & HOFFMAN, 1997, PÁG. 234).....	150
FIG.4.2. 3: PATOLOGÍAS ASOCIADAS LA LOSA DE TRANSICIÓN. (ANWARUL-ISLAM, 2010).....	152
FIG.4.2. 4: PATOLOGÍAS ASOCIADAS AL AGUA EN ESTRIBOS: EFECTOS DE LAS VARIACIONES TÉRMICAS EN ESTRIBOS INTEGRALES. (ABU-HEJLEH, 2006)	154



FIG.4.2. 5: BASES DE CÁLCULO DE TABLA ANTERIOR (1).....	155
FIG.4.2. 6: BASES DE CÁLCULO DE TABLA ANTERIOR (2).....	155
FIG.4.2. 7: EFECTO DE “MARTILLO” DEBIDO A LAS ACCIONES TÉRMICAS CÍCLICAS.....	156
FIG.4.2. 8: CRITERIOS FUNCIONALES PARA DETERMINAR LA LONGITUD DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 1992, PÁG. 4).....	158
FIG.4.2. 9: DETERMINACIÓN DEL ASIENTO DIFERENCIAL.....	158
FIG.4.2. 10: ROTURA DEL PAVIMENTO TRAS ASENTAMIENTO DEL TERRAPLÉN, QUE SE REPRESENTA ACENTUADO EN LA ZONA DEL ESTRIBO FLOTANTE. (PACHECO MONTEAGUDO, 2005)	159
FIG.4.2. 11: PATOLOGÍAS ASOCIADAS AL AGUA EN ESTRIBOS Y LOSAS DE TRANSICIÓN NORTEAMERICANAS. EFECTOS DEL AGUA.(LONG, OLSON, STARK, & SAMARA, 1998).....	159
FIG.4.2. 12: PATOLOGÍAS ASOCIADAS AL AGUA EN ESTRIBOS: EROSIÓN EN TALUD. (LONG, OLSON, STARK, & SAMARA, 1998)	160
FIG.4.2. 13: ENSAYO QUE ESTUDIA EL EFECTO DEL TRÁFICO EN LA COMPACTACIÓN DE LAS LOSAS DE TRANSICIÓN. (WONG & SMALL, 1994)	161
FIG.4.2. 14: ESQUEMA DE ABOMBAMIENTO POR DILATACIÓN	161
FIG.4.2. 15: ESQUEMA DE EMPUJES EN FUNCIÓN DEL TIPO DE ESTRIBO, DONDE KA ES EL COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO, KR, EL DE REPOSO Y KP EL PASIVO	163
FIG.4.2. 16: ESQUEMA DE EMPUJES SOBRE ESTRIBOS INTEGRALES CON CIMENTACIÓN PROFUNDA Y CON CIMENTACIÓN SUPERFICIAL. (BRITISH STANDARDS INSTITUTE. THE STATIONERY OFFICE, 1996)	164
FIG.4.2. 17: ESQUEMAS GEOMÉTRICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN ...	165
FIG.4.2. 18: ESQUEMAS DE CÁLCULO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN, Y ARMADO TÍPICO DE PUENTE INTEGRAL	166
FIG.4.2. 19: ESQUEMA DE EMPUJES EN FUNCIÓN DEL TIPO DE ESTRIBO Y CUÑAS DE ROTURA QUE DETERMINAN LA LONGITUD DE LA LOSA DE TRANSICIÓN ESTRICTA MÁS UN MÍNIMO DE UN METRO. ELABORACIÓN PROPIA Y (PACHECO MONTEAGUDO, 2005)	167
FIG.4.2. 20: ESQUEMA DE CÁLCULO DEL DURMIENTE. HAY QUE PROCURAR QUE LA REACCIÓN CAIGA DENTRO DEL NÚCLEO CENTRAL DEL DURMIENTE, LO QUE SE PUEDE LOGRAR CON UN POREXPÁN. EN CASO DE QUE NO SEA ASÍ, EL DURMIENTE GIRARÁ.....	168
FIG.4.2. 21: DERRAME LATERAL POR EFECTO DE LOS CICLOS TÉRMICOS. SE DIBUJA SÓLO EL CABECERO DE ESTRIBO.	168
FIG.4.2. 22: EFECTO DE LOSA DE APROXIMACIÓN PERALTADA POR EFECTO DEL ASIENTO POR CONSOLIDACIÓN DEL TERRAPLÉN.(HOPPE, 1999).....	170
FIG.5.3.3. 1: PANTALLA STEVENSON PARA MEDICIÓN DE TEMPERATURA.....	179
FIG.5.3.3. 2: CORRELACIÓN ENTRE LAS TEMPERATURAS AMBIENTE Y UNIFORME MÁXIMAS Y MÍNIMAS EN LA EXPERIENCIA SUIZA.(LEBET & BADOUX, 1987) (SIA [SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES], 2003)	180
FIG.5.3.3. 3: TEMPERATURAS MEDIAS AMBIENTES EXTREMAS EN SUIZA EN FUNCIÓN DE LA ALTITUD. SE OBSERVA QUE EL RANGO DE TEMPERATURA ES INVARIANTE RESPECTO DE LA ALTITUD.(LEBET & BADOUX, 1987)	183
FIG.5.3.3. 4: TEMPERATURAS MEDIAS AMBIENTES EXTREMAS EN SUIZA EN FUNCIÓN DE LA ALTITUD. SE OBSERVA QUE EL RANGO DE TEMPERATURA ES INVARIANTE RESPECTO DE LA ALTITUD.(DREIER, INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES PONTS INTÉGRAUX, 2010, PÁG. 15)	186
FIG.5.3.4. 1: ESQUEMA PARA LA COMPROBACIÓN DE LA TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS A NIVEL LOCAL.	187



FIG. 5.3.7. 1: DISPOSITIVOS ANTI-SÍSMICOS. (ABDEL RAHEEM & HAYASHIKAWA, 2013).....	190
FIG. 5.5.3. 1: SECCIÓN A FISURAR EN EL ENSAYO.....	194
FIG. 5.10. 1: ANCLAJE DE JIE A LOSA EN PROLONGACIÓN DEL PAVIMENTO RÍGIDO.	208
FIG. 5.10. 2: ANCLAJE A LOSA ALFOMBRA BAJO EL PROPIO PESO DE LA EXPLANADA DE FIRME. EN EL DIBUJO NO SE REFLEJA LA LOSA DE TRANSICIÓN QUE DEBIERA APARECER.	209
FIG. 5.10. 3: ANCLAJE A MACIZO MICRO-PILOTADO O ANCLADO. (LEÓN GONZÁLEZ, CORRES PEIRETTI, MARTÍNEZ ARRIBAS, SEGURA PÉREZ, & LEY URZÁIZ, 2014).....	209
FIG. 5.10. 4: DETALLE DE JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO (JIE) ANCLADA AL PROPIO ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN PARA FIRMES FLEXIBLES.	210
FIG. 5.10. 5: DETALLE DE JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO (JIE) ANCLADA AL PROPIO ESPALDÓN DE ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. SOLUCIÓN PARA FIRMES RÍGIDOS. ESTA SOLUCIÓN NECESITA DE PIE DE LOSA DE TRANSICIÓN, NO DIBUJADO.	210
FIG. 5.10. 6: DETALLE DE ANCLAJE TRASDOSADO DE LA JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO (JIE)	210
FIG. 5.10. 7: DETALLE DE CONVERSIÓN DE PUENTE CON JUNTA DE CALZADA EN ESTRIBO EN PUENTE SEMI-INTEGRAL; A) SITUACIÓN INICIAL; B) EXCAVACIÓN DEL RELLENO Y DEMOLICIÓN PARCIAL DE TABLERO Y ESPALDÓN DE ESTRIBO; C) RECONSTRUCCIÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. (DREIER, INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES PONTS INTÉGRAUX, 2010)	212
FIG. 5.10. 8: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO. ESTADO INICIAL.	213
FIG. 5.10. 9: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA AL PROPIO ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTADO 1	214
FIG. 5.10. 10: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA AL PROPIO ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTADO 2A	214
FIG. 5.10. 11: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA AL PROPIO ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTADO 2B	215
FIG. 5.10. 12: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA AL PROPIO ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTADO 3	215
FIG. 5.10. 13: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA AL PROPIO ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTADO 4	216
FIG. 5.10. 14: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA AL PROPIO ESTRIBO A TRAVÉS DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTADO 5	216
FIG. 5.10. 15: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA A MACIZO. ESTADO 1	216
FIG. 5.10. 16: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA A MACIZO. ESTADO 2A..	217
FIG. 5.10. 17: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA A MACIZO. ESTADO 2B..	217
FIG. 5.10. 18: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA A MACIZO. ESTADO 3	217
FIG. 5.10. 19: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA A MACIZO. ESTADO 4	218
FIG. 5.10. 20: REHABILITACIÓN CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO ANCLADA A MACIZO. ESTADO 5	218
FIG. 6.1. 1: SECCIÓN CONSTRUCTIVA PARA LOGRAR LOS DOS MÉTODOS DE ABSORCIÓN DE MOVIMIENTOS EN ESTRIBO.....	226
FIG. 6.1.3. 1: ESQUEMA DE GRÁFICO PARA LA ELECCIÓN DE LA SEPARACIÓN ENTRE TABLAS. DN/N=0,63/180, DESPRECIABLE	228



FIG. 6.1.4. 1: PUENTE DE CABRA. PRIMER PROYECTO DE JIE (1)	230
FIG. 6.1.4. 2: PUENTE DE CABRA. PRIMER PROYECTO DE JIE (2)	231
FIG. 6.1.6. 1: PROTOTIPO DE ENSAYO PARA LA COMPROBACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL IMPERMEABILIZANTE ANTE EL SUSTRATO DE LOSA ACORDEÓN FISURADO	233
FIG. 6.1.7. 1: EL PERALTE DE EJECUCIÓN DE LOSA ACORDEÓN MÁS LA DISPOSICIÓN DE SENDOS PLÁSTICOS Y EL IMPERMEABILIZANTE, MEJORA EL DRENAJE SUPERFICIAL	235
FIG. 6.1.11. 1: EXTENDIDO DE ARENA	237
FIG. 6.1.11. 2: CAMA DE ARENA	237
FIG. 6.1.11. 3: CAPAS DE PLÁSTICO SOBRE CAMA DE ARENA	237
FIG. 6.1.11. 4: EXTENSÓMETRO UNIDIRECCIONAL EN ACERO PASIVO	237
FIG. 6.1.11. 5: CABEZA DESLIZANTE.....	238
FIG. 6.1.11. 6: CABEZA FIJA.....	238
FIG. 6.1.11. 7: PROBETA DE ENSAYO A FALTA DE ARMADURA SUPERIOR	238
FIG. 6.1.11. 8: EXTENSÓMETRO UNIAXIAL EN PAÑO COLABORANTE+JUNTA.....	238
FIG. 6.1.11. 9: CABEZA FIJA.....	238
FIG. 6.1.11. 10: PROBETA DE ENSAYO	238
FIG. 6.1.11. 11: PROBETA DE ENSAYO FINAL EJECUTADA	239
FIG. 6.1.11. 12: INSTRUMENTACIÓN INICIAL EN PROBETA	240
FIG. 6.1.11. 13: PLANO CONSTRUCTIVO DE PROBETA. VER ANEXO 04: PLANOS AS BUILT	240
FIG. 6.2. 1: APLICACIÓN DEL LIGANTE	242
FIG. 6.2. 2: LIGANTE EXTENDIDO EN CHAPA DE PROBETA DE ENSAYO.....	242
FIG. 6.2. 3: PROCESO DE ROTURA DE LA EMULSIÓN	242
FIG. 6.2. 4: EMULSIÓN LIGANTE ROTA	242
FIG. 6.2. 5: ESPESOR DE LIGANTE	242
FIG. 6.2. 6: CHAPAS DE SOPORTE CON LA EMULSIÓN BITUMINOSA DE ADHERENCIA	242
FIG. 6.2. 7: CHAPAS+LIGANTE EN MOLDE DE COMPACTACIÓN	243
FIG. 6.2. 8: MEZCLA BITUMINOSA	243
FIG. 6.2. 9: VERTIDO DE LA MEZCLA BITUMINOSA EN EL MOLDE DE COMPACTACIÓN.....	243
FIG. 6.2. 10: COMPACTACIÓN DE LA MEZCLA EN LA PROBETA DE ENSAYO.....	243
FIG. 6.2. 11: COMPACTACIÓN DE LA MEZCLA EN LA PROBETA DE ENSAYO1.....	243
FIG. 6.2. 12: MEZCLA BITUMINOSA COMPACTADA.....	243
FIG. 6.2. 13: MEZCLA BITUMINOSA COMPACTADA1.....	244
FIG. 6.2. 14: DESENCOFRADO PROBETA MEZCLA BITUMINOSA	244
FIG. 6.2. 15: PROBETA CON ÚTILES DE TIRO.....	244
FIG. 6.2. 16: PROBETA EN MÁQUINA DE ENSAYO CÍCLICO.....	244
FIG. 6.2. 17: SENSOR ÓPTICO DE POSICIONAMIENTO EN SUPERFICIE DE RODADURA.....	244
FIG. 6.2. 18: BASE DE MEDIDA EN SUPERFICIE DE RODADURA.....	245
FIG. 6.2. 19: VISUALIZACIÓN RT DURANTE EL ENSAYO	245



FIG. 6.2. 20: INCREMENTO DE LONGITUD EN LA SUPERFICIE DE CONTACTO CON EL MATERIAL SOPORTE	245
FIG. 6.2. 21: INCREMENTO DE LONGITUD EN LA SUPERFICIE DE RODADURA (BASE DE MEDIDA 3,0 MM)	246
FIG. 6.3. 1: MAPEO DE FISURAS TRAS EL PRIMER ESCALÓN DE LA PRIMERA ETAPA DEL PRIMER CICLO	247
FIG. 6.3. 2: REGISTRO CARGA ALARGAMIENTO DEL PRIMER CICLO	248
FIG. 6.3. 3: REGISTRO CARGA ALARGAMIENTO DEL SEGUNDO CICLO	248
FIG. 6.3. 4: REGISTRO CARGA ALARGAMIENTO DEL TERCER CICLO	249
FIG. 6.3. 5: REGISTRO CARGA ALARGAMIENTO DEL CUARTO CICLO	250
FIG. 6.3. 6: REGISTRO DE CARGA ALARGAMIENTO DE AMBOS LADOS	250
FIG. 6.3. 7: TABLA RESUMEN DEL ENSAYO DEL DÍA 19 DE DICIEMBRE DE 2014	250
FIG. 6.3. 8: TABLA RESUMEN DE MICRODEFORMACIONES DEL ACERO EN ZONA DE HORMIGÓN O EN ZONA DE TABLA	251
FIG. 6.3. 9: ROTURA DE LA PIEZA EN LA ZONA DE INTRODUCCIÓN DE CARGAS	251
FIG. 6.4. 1: ENSAYO TENSIÓN DEFORMACIÓN ACERO PASIVO PROBETA 1	252
FIG. 6.4. 2: ENSAYO TENSIÓN DEFORMACIÓN ACERO PASIVO ROTURA PROBETA 1	252
FIG. 6.4. 3: ENSAYO TENSIÓN DEFORMACIÓN ACERO PASIVO PROBETA 2	252
FIG. 6.4. 4: ENSAYO TENSIÓN DEFORMACIÓN ACERO PASIVO ROTURA PROBETA 2	252
FIG. 6.4. 5: ENSAYO TENSIÓN DEFORMACIÓN ACERO PASIVO ROTURA PROBETA 1	253
FIG. 6.4. 6: ENSAYO TENSIÓN DEFORMACIÓN ACERO PASIVO ROTURA PROBETA 2	254
FIG. 6.5. 1: ENSAYO PARA LA OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO DE LA ARENA	256
FIG. 6.5. 2: ENSAYO PARA LA OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ROZAMIENTO DE LA ARENA	256
FIG. 6.6. 1: ENSAYO EN DEFORMACIONES DE UNA BARRA ANTE CICLOS DE HISTÉRESIS	258
FIG. 6.6. 2: CURVAS CARGA ALARGAMIENTO DE LOS 50 CICLOS	259
FIG. 6.6. 3: CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO DE HISTÉRESIS EXTRACTADOS DEL INFORME DE LADICIN Nº: 15013	259
FIG. 6.7. 1: ESTUDIO CON ELEMENTOS FINITOS DE LA DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES PRINCIPALES DE LA PROBETA	260
FIG. 6.7. 2: REFUERZO DE PROBETA PARA TRANSMITIR LAS FUERZAS HOMOGÉNEAMENTE A LA ZONA DE LA INVENCIÓN. TAMBIÉN SE VISUALIZA EL HILO DE MEDICIÓN ANALÓGICA Y LAS REGLETAS MILIMETRADAS PEGADAS A LA PROBETA PARA LA COMPROBACIÓN DE LAS MEDICIONES DIGITALES	261
FIG. 6.7. 3: PROBETA REFORZADA EN LADO MAR A LA IZQUIERDA Y LADO TIERRA A LA DERECHA	261
FIG. 6.7. 4: PROBETA REFORZADA PLANTA Y SECCIÓN	262
FIG. 6.7. 5: REGLETAS DE MEDICIÓN ANALÓGICA Y CUERDAS FIJADAS AL SUELO CON POSICIÓN INVARIANTE	263
FIG. 6.7. 6: PRIMER ESCALÓN DE CARGA: NK1=40 KN	263
FIG. 6.7. 7: SIGUIENTES ESCALONES DE CARGA DEL PRIMER CICLO	264
FIG. 6.7. 8: SIGUIENTES ESCALONES DE CARGA DEL PRIMER CICLO DURANTE EL DÍA 24	264



FIG. 6.7. 9: CICLOS DE CARGA DEL 1 AL 12, EFECTUADOS DURANTE EL DÍA 24.	265
FIG. 6.7. 10: CICLOS DE CARGA DEL 31 AL 24, EFECTUADOS DURANTE EL DÍA 24.	265
FIG. 6.7. 11: CICLOS DE CARGA DEL 1 AL 12, EFECTUADOS DURANTE EL DÍA 24.	266
FIG. 6.8. 1: ESBOZO DE ENSAYO A RESISTENCIA TANGENCIAL DE UNIÓN ENTRE ASFALTO Y LOSA ACORDEÓN	267
FIG. 6.8. 2: NUEVA GEOMETRÍA DE TABLAS PARA EVITAR LA FUERZA DE FISURACIÓN	268
FIG. 6.8. 3: ESTIMACIÓN DE LOS CICLOS TÉRMICOS ANUALES PARA UN PUENTE CON UN MOVIMIENTO DE +-1 PULGADA(ARSOY, BARKER, & DUNCAN, 2002)	269
FIG. 6.8. 4: ENSAYOS DE LAS BARRAS DE ACERO DE BAJO COSTE PARA ACOTAR LA SOLUCIÓN	270
FIG. 6.8. 5: ENSAYOS DE MINI-ELEMENTOS DE JIE	270
FIG. 6.8. 6: MÁQUINA PARA ENSAYOS CÍCLICOS	271



1. MEMORIA SOBRE LA ENSEÑANZA Y EL APRENDIZAJE

Tal y como se establece en la normativa de la Universidad de Cantabria en lo relativo a la redacción de la Tesis Doctoral en Ingeniería Civil, y en la normativa particular para la investigación y su redacción de dicha tesis doctoral en ingeniería civil y en la normativa asociada a la redacción de la misma verificada por ANECA, se presenta, en este capítulo, una mención al proceso de aprendizaje llevado a cabo.

Este capítulo podría denominarse metodología de trabajo. Y se considera de gran importancia para el autor.

Ortega y Gasset decía en su celeberrima frase que “Yo soy yo y mi circunstancia, y si no la salvo a ella no me salvo yo”. (Ortega y Gasset, 2004)

Establecer el marco de una la metodología de trabajo de una tesis equivale a definir, no sólo los medios o herramientas, que se suponen iguales para todos, sino las capacidades de la persona que lo desarrolla.

Una metodología de trabajo dada puede ser aplicable a un perfil personal y contraproducente con otro.

Una metodología de trabajo dada, puede proclamarse feliz, si es aplicable a muchos tipos de perfiles. Un parangón de prototipo de metodología de trabajo exitosa es la producción en serie de Ford.

Proceso de adaptación de un perfil a una metodología
Metodología de trabajo dada
Herramientas dadas
Perfiles fácilmente adaptables a la metodología
Obra

Tabla 1: Proceso de adaptación de un perfil a una metodología

Una nueva metodología de trabajo, puede ser en si materia de tesis independientemente de que resulte feliz o no.

Una nueva metodología de trabajo es en sí parte creativa y novedosa del trabajo; esta forma de afrontar la realización de una obra no es nueva en el ámbito plástico, donde se da importancia al proceso creativo, a la metodología creativa y no sólo a la obra.

La siguiente tabla explica la metodología para la realización de una obra a través de la creación de una nueva metodología de trabajo.



Proceso de creación de una metodología de trabajo	
Herramientas	Iguales para todos
Perfil profesional	Bagaje cultural
Metodología de trabajo con parte de las herramientas y adaptada al perfil	
Obra	

Tabla 2: Proceso de adaptación de una metodología a un perfil

El procedimiento normal es más transversal que lineal: las herramientas y el perfil se afectan mutuamente y ambas a la metodología que permite concluir la obra

A continuación se presenta una tabla que cuantifica, con base en la experiencia subjetiva del autor, el estado profesional de los tres momentos claves en que un ingeniero se planea la realización de la tesis del doctorado:

PERFILES POSIBLES DE DOCTORANDOS (Valores estimativos)				
FACTOR	PERFIL1	PERFIL 2	PERFIL 3	UD
Edad	26	32	42	años
Experiencia constructiva	2	8	18	años
Docencia	2	2	2	años
Experiencia empresarial	0	0	10	años
Experiencia asalariado	2	8	8	años
Capacidad matemática	140%	90%	60%	%
Capacidad de plantear problemas	100%	200%	2000%	%
Capacidad de simplificar problemas	100%	200%	2000%	%
Capacidad de resolución digital	100%	200%	80%	%
Capacidad de resolución analógica	100%	120%	200%	%
Se considera 100% al nivel de la capacidad al acabar la ingeniería				

Tabla 3: Perfiles posibles de un solo doctorando

Es imposible que un mismo profesional pueda realizar tesis similares en cualquiera de estos tres momentos profesionales y vitales: la tesis por fuerza será diferente y tendrá habilidades y carencias propias de cada momento.

En la tabla anterior se plantea la capacidad del 100% la supuestamente obtenida a la salida de la ingeniería.

La capacidad matemática con la que se sale nada más acabar la carrera suele estar en su cúspide al acabar los cursos de doctorado. Es difícil que en la vida profesional se utilicen tantas matemáticas como las obtenidas durante la carrera y los cursos de doctorado, pero también es el momento de mayor capacidad de expresión en el lenguaje matemático, que no en el lenguaje físico, ya que la experiencia mejora las hipótesis de trabajo de los problemas físicos a resolver.

En lo que se refiere a la capacidad para plantear problemas se ha de resaltar un hecho: en la universidad se nos forma para resolver problemas –ni para buscar culpables, ni para plantearlos. Por ejemplo: **¿Cuáles son las tensiones de la viga de puente tal bajo las hipótesis cuales?** Pero la vida real es al revés en cuanto a la metodología de



trabajo: ***¿Cuánto vale el puente que se debería proponer para salvar el obstáculo observado?*** El grado de estupor del profesional nobel ante esta última pregunta es inversamente proporcional a la experiencia –que también es un grado. De igual manera, el grado de estupor de un experimentado profesional ante la primera pregunta es proporcional a su experiencia profesional en la construcción.

El arquitecto suele plantear el problema constructivo en la ciudad y el ingeniero a resolverlo. Es fácil criticar lo planteado, pero es mucho más difícil proponerlo. Hay un ejercicio sencillo y práctico que se recomienda hacer para valorar este punto: poner a un ingeniero a proyectar a mano alzada en dos horas (no calcular) cinco soluciones para la estructura (y cerramientos) de su supuesta casa, en un terreno dado en un campo, de dimensiones 9x9x3 sin dar más datos... y permitir a un arquitecto que valore con posterioridad las posibilidades de usos interiores, orientaciones... Es una forma práctica de aprender y de ganar en humildad y respeto por dos oficios hoy complementarios que hace 200 años eran el mismo. ***Plantear un problema, también es resolver el problema de la hoja en blanco¹.***

En un mundo en que parece que todo es calculable con los medios informáticos, lo que más cuesta aprender durante la vida profesional, lo que más satisfacción da y lo más importante es conseguir la capacidad de simplificar un problema para acercarse a la solución del mismo. Que con cálculos sencillos de unas horas se pueda acercar en +-15% la solución óptima dada con gran número de horas de ingeniería es un valor fundamental: como contraste de los cálculos numéricos complejos del proyectista, como forma de control rápida de soluciones dadas en planos, para plantear soluciones rápidas del lado de la seguridad durante la ejecución de la obra.

En el mundo actual, desdeñar las capacidades digitales no tiene sentido. Como tampoco debería tenerlo el apreciar las capacidades analógicas sancionadas por la experiencia y el paso de muchos años. De hecho, las herramientas digitales que suelen triunfar son las que copian las metodologías de trabajo de las soluciones analógicas al principio. Estando el autor a caballo entre la formación analógica y la digital, el criterio de trabajo es el de minimizar el tiempo del mismo: una actividad se realiza en el formato que menos tiempo necesite en función del plazo de entrega, el analógico o el digital. Se suele pensar en analógico y ejecutar en digital. Hay que recordar que, hasta hace poco, la máquina no ha ganado al hombre en el ajedrez con las pocas variables que tiene este juego comparadas con un procedimiento constructivo, por ejemplo, por lo que sigue siendo importante la capacidad de resolución analógica.

¹ Julio Martínez Calzón



Como es el perfil con su bagaje el que domina unas herramientas y otras no, parece razonable que se utilicen las necesarias de entre las que se dominen y como mucho se añada otra u otras dos para el desarrollo de la metodología.

La metodología de trabajo ha sido hipotética-deductiva, consecuente con la del ejercicio profesional. Consecuente con el perfil.

Lo primero ha sido planear el problema. *“Las juntas de calzada son un problema para su explotación, y resolver el detalle de forma genérica un desafío”* estas palabras u otras parecidas de D. Julio Martínez Calzón dejaron poso entre los años 2000 y 2015 y germinaron en este documento.

Si se hubiera seguido una metodología inductiva, primero se hubiera hecho una investigación acerca de las diferentes soluciones y luego se procuraría buscar la solución.

El procedimiento real de pensamiento ha sido una mezcla de ambos procedimientos: inductivo y deductivo, siguiendo a regañadientes primero, ávido de dominio después, dos consejos de dos de mis mayores:

D. Julio Martínez Calzón: *“Lo importante no es conocerse toda la colección de detalles constructivos existentes, lo importante es tener dominio suficiente para saber crearlos”*

D. José Calavera: *“Más que conocer los proyectos de las estructuras ejecutadas, merece la pena conocer las patologías existentes en las estructuras”*.

La formación continua para adquirir dominio en el oficio y el aprender de los errores de los demás –y de los propios- es la forma en que se ha afrontado el ejercicio de la profesión.

1.1. Herramienta primera: directores de tesis

Esta tesis Doctoral ha sido realizada por el autor, con el apoyo del Grupo de Investigación del Departamento de ingeniería estructural y mecánica dirigido por el Doctor D. Javier Torres Ruiz, profesor titular del mismo departamento de la Universidad de Cantabria, ya que la dirección de la misma ha corrido a cargo de los doctores ingenieros de caminos D. Carlos Alonso Cobo, profesor titular de la Universidad de Cantabria y Jorge Bernabéu Larena, profesor titular interino de la Universidad Politécnica de Madrid.

Adicionalmente, se ha contado con la colaboración de las empresas Azul de revestimientos andaluces S.A. e INGETURARTE, S.L. y del Laboratorio de estructuras de



la ETSICCPs dirigido por D. Carlos Alonso Cobo, cuyo grupo, GIADe, se ha encargado de la ejecución del desarrollo experimental de la tesis; mención especial al ingeniero de caminos D. Álvaro Gaute.

1.2. Herramienta segunda: medios de investigación

Para la realización de esta Tesis Doctoral se han necesitado de una serie de medios y herramientas que se expresan más adelante y sin las cuales no hubiera sido posible su realización.

Entre estas herramientas son:

- Procesador de texto.
- Hojas de cálculo.
- Programas de diseño en base CAD.
- Programa de captura de imagen de pantalla
- Programas sencillos de tratamiento de fotografías o ilustraciones.
- Programa de elementos finitos ANSYS
- Laboratorio de estructuras de la ETSICCPs

Destacar la utilización de la colección de libros presente en la biblioteca de la Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid y del Colegio de Caminos Canales y Puertos en sus servicios centrales.

Bases de datos tales como:

- Sciverse
- WebofKnowledge
- Biblioteca Virtual de la Universidad Politécnica de Madrid.
- www.google.com/patents Esta fuente ha sido fundamental para recabar el histórico de protección intelectual de las patentes comerciales
- <https://scholar.google.es/>

Es importante comentar que utilizar la búsqueda de patentes como base de datos para enriquecer la documentación base de una tesis pretende, abrir un camino metodológico para una tesis de investigación práctica como lo es la presente.



1.3. Equipos necesarios

El equipo necesario para la realización de esta tesis ha sido:

1. Un ordenador personal
2. Acceso a la red
3. Laboratorio de estructuras de la ETSICCP, a través de su equipo GIADE, desarrolló máquinas propias para la elaboración de la parte experimental de la tesis con base en el proyecto de ensayo llevado a cabo por el autor.
4. Laboratorio de LADICIN para el ensayo de fatiga acelerada del armado

1.4. Medios analíticos y numéricos

Las herramientas utilizadas han sido principalmente

- **Las hojas de cálculo.**

En este punto es importante para el autor definir la metodología seguida. Con la educación recibida, a caballo entre las tecnologías digitales y las analógicas, se pretende utilizar las metodologías proyectuales analógicas, sancionadas por décadas de exitosa utilización en el cálculo y proyecto de gran número de obras estructurales, adaptadas a las nuevas herramientas informáticas.

Así se sigue el estándar aprendido en la oficina de proyectos de MC2 Estudio de Ingeniería SL, donde la metodología de pensamiento del experimentado técnico Julio Martínez Calzón, se versionaba adaptada a la nueva herramienta de cálculo, especialmente por los ingenieros Jorge Bernabéu Larena, Juan Jesús Álvarez Andrés, Carlos Pozo Moya, Marco Romera Corral y Ginés Ladrón de Guevara y continuada por Álvaro Serrano Corral y Carlos Castañón.

Así todas las hojas de cálculo tienen el mismo estándar.

Todas las hojas presentan la misma estructura por columnas:

Referencia/ valor/ unidad/ fórmula/ comentario

Todas las hojas tienen valores numéricos, no paramétricos. Una vez depurada una hoja de cálculo, la columna valor se puede copiar tantas veces se quiera para hacer estudios de sensibilidad.



Además, que el comentario explique la referencia, hace innecesaria la lista de notación y ahorra tiempo de búsqueda al lector.

Los datos se indican en azul; en color negro las casillas a no tocar; en negrita los resultados. Véase la siguiente tabla ejemplo:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN DE PROYECTO. EHE-08				
REFERENCIA	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
f_{ck}	30,0	MPa		Resistencia característica del hormigón a compresión a 28 días
f_{cm}	38,0	MPa	$f_{cm}=f_{ck}+8$	Resistencia media del hormigón a compresión a 28 días
$f_{ct,m}$	2,9	MPa	$f_{ct,m}=0,58*f_{ck}^{1/2}$ si $f_{ck}>50$ Mpa $f_{ct,k}=0,30*f_{ck}^{2/3}$ si no	Resistencia media del hormigón a tracción a 28 días
$f_{ct,k}$	2,0	MPa	$f_{ct,k}=0,7*f_{ct,m}$	Resistencia característica del hormigón a tracción a 28 días
h	250	mm		Dimensión del elemento
$f_{ct,m,fl}$	3,9	MPa	$f_{ct,m,fl}=\max[(1,6-h/1000)*f_{ct,m};f_{ct,m}]$	Resistencia característica a flexotracción del hormigón a 28 días
α_a	1,0		Art 39.6	Coefficiente dependiente del tipo de árido
E_{cm}	28577	MPa	$E_{cm}=\alpha_a*8500.f_{cm}^{1/3}$	Modulo de deformación secante del hormigón a 28 días
β_E	1,175	-	$\beta_E=1,30-f_{ck}/400<1,175$	Coefficiente conversor de módulo secante a instantáneo
E_{c28}	33578	MPa	$E_{c28}=\beta_E.E_{cm}$	Modulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón a 28 días
t	10000	días		Tiempo en que se quiere conocer las características del hormigón
s	0,25	-	0,2 si alta resistencia y endurecimiento rápido; 0,25 normales ;0,38 resto	Coefficiente dependiendo del tipo de cemento
β_{cc}	1,267	-	$\beta_{cc}=\exp(s*(1-(28/t)^{0,5}))$	Coefficiente dependiendo de la edad del hormigón
$f_{cm}(t)$	48,2	MPa	$f_{cm}(t)=\beta_{cc}*f_{cm}$	Resistencia media del hormigón a compresión a t días
α	0,667		1 si $t<28$ si no, 0,5 si $f_{ck}>50$ o $2/3$ si $f_{ck}<50$	Coefficiente para obtener resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,m}(t)$	3,4	MPa	$f_{ct,m}(t)=\beta_{cc}^{\alpha}*f_{ct,m}$	Resistencia media del hormigón a compresión a t días
$E_{cm}(t)$	30680	MPa	$E_{cm}(t)=[f_{cm}(t)/f_{cm}]^{0,3}*E_{cm}$	Modulo de deformación tangente del hormigón a t días

Tabla 4: Ejemplo de hoja de cálculo. Elaboración propia

- El programa de cálculo comercial mediante elementos finitos **ANSYS**, en los momentos en que se requieren estudios locales
- El programa de cálculo matricial de estructuras **METAL 3D de CYPE Ingenieros S.A.** El cual se ha utilizado como herramienta para obtener valores cuantitativos suficientemente aproximados para acotar problemas y soluciones.



1.5. Metodología de trabajo primera: presentaciones parciales con discusión con el director de tesis

En primer lugar este trabajo es continuación del trabajo realizado por el autor para la obtención del DEA y adjuntado en el anexo 09, así como fruto de sus 19 años de experiencia profesional.

A lo largo de la elaboración del presente documento se han realizado presentaciones intermedias con resultados parciales según las indicaciones de los directores de la Tesis.

Adicionalmente se han realizado presentaciones parciales ante los responsables del departamento de ingeniería estructural y mecánica.

A través de estas presentaciones, organizadas tras cada avance significativo, se ha venido realizando el seguimiento del trabajo, sometiéndolo a discusión constante para una mejor orientación del mismo y una mayor obtención de resultados.

De forma paralela se ha llevado a cabo el análisis experimental, supervisado por el director de la tesis, D. Carlos Alonso Cobo de la tesis con la siguiente cronología:

- El día 19 de junio de 2014 se realizó un ensayo de 50 ciclos de fatiga a tracción en fuerzas de una barra de 8 mm de diámetro siguiendo los ciclos de histéresis.
- El día 2 de diciembre de 2014 se realizó una presentación parcial de las ideas básicas de implementación de la junta integral de estribo.
- El día 19 de diciembre se comenzó a realizar el ensayo proyectado abortado al tercer ciclo.
- El día 7 de enero de 2015 se realizó una nota técnica pericial de análisis crítico del ensayo realizado.
- El día 29 de enero de 2014 se realizó un ensayo de 50 ciclos de fatiga a tracción en fuerzas de una barra de 8 mm de diámetro siguiendo los ciclos de histéresis.
- El día 20 de febrero se acaba el refuerzo de la probeta inicial y se da la precarga para su ensayo el 23 de febrero de 2015.
- Durante el día 23 de febrero se lleva la probeta al límite.
- Durante el día 24 se ensayan los ciclos de fatiga de la probeta.
- El día 7 de mayo se emite el informe de valoración técnica del ensayo por parte del doctorando.
- El día 11 de mayo se emite el informe preliminar relativo al ensayo de la probeta por parte del grupo de trabajo GiaDe de la Universidad de Cantabria, el definitivo llega el 23 de junio.



- El día 13 de mayo de 2015 se hace una segunda presentación a JBL, director de tesis, replanteándose el índice de la misma
- El día 9 de julio se realiza una nueva presentación de trabajo a los directores de la Tesis
- El día 6 de septiembre se realiza una nueva entrega a los directores de la Tesis que contesta el 9 de septiembre
- El día 1 de octubre se realiza una nueva entrega a los directores de Tesis y el día 2 de octubre se presenta parte del trabajo a D. Jorge Bernabéu Larena
- El día 13 de octubre se presenta el trabajo a D. Javier León González en la UPM, dodo que son los investigadores que más han avanzado en la línea de trabajo de la presente tesis.
- El día 26 de noviembre se presenta el trabajo a D. José Calavera Ruiz y D. Jorge Ley Urzaiz en las oficinas de INTEMAC por idéntica causa que el punto anterior

1.6. Metodología de trabajo segunda: presentaciones parciales al departamento

- Presentación del DEA el 05 de octubre de 2008 en el departamento.
- El 19 de diciembre de 2014 se invitó al departamento a la asistencia al ensayo.
- El 20, 23 y 24 de diciembre de 2015 se invitó al departamento a la asistencia al ensayo en su segunda fase.

1.7. Metodología de trabajo tercera: búsqueda de patentes

Para la elaboración de este trabajo se ha realizado una exhaustiva búsqueda entre las patentes existentes relacionadas con las juntas de calzada.

Las patentes son una fuente de conocimiento, quizá insuficientemente empleadas en la realización de tesis doctorales relativas a la obra civil, en lo que se refiere a investigación práctica, lo que se ha intentado paliar con este trabajo de búsqueda y aprendizaje a través de las mismas.

En paralelo con la elaboración de esta tesis se reciben los informes del estado de la técnica de la oficina de patentes internacionales siendo favorables a la invención en un 100% en el sentido que certifican el carácter inventivo de la patente del autor.



Un informe del estado de la técnica siempre es una fuente independiente de patentes cercanas a la propuesta que permite enriquecer el conocimiento y el número de soluciones conocidas.

1.8. Metodología de trabajo cuarta: consultas dirigidas al análisis de la bibliografía científica.

Se han realizado consulta científicas en las siguientes fuentes:

- Revista hormigón y acero perteneciente a la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural [ACHE].
- Structural Engineering International. IABSE
- Departaments of Transportation. Los departamentos de transporte de USA y Canadá, que son los encargados de gestionar el mantenimiento de las infraestructuras del país y, con diferencia en el mundo por la edad de las infraestructuras del país, los más conscientes de la importancia de la minimización de los costes de inspección, mantenimiento y reparación.

Este trabajo, a su vez, continúa el camino emprendido en los documentos que se destacan:

- La “Guía para la ejecución de puentes integrales” (Ministerio de Fomento, 2000); en esta norma se describe el estado del arte de los puentes integrales en el año de su publicación. Es el punto técnico de partida desde el que parte este trabajo.
- La tesis doctoral realizada en la Universidad Politécnica de Madrid de título: “Estudio de la problemática estructural de las losas de transición. Interacción losa estructura”(Pacheco Monteagudo, 2005).
- La tesis doctoral realizada en la École Polytechnique Fédérale de Lausanne de título: “Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux” (Dreier, 2010)
- De forma paralela al desarrollo de este trabajo, “en el marco de un proyecto de investigación financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología, el consorcio formado por FHECOR, DRAGADOS, IRIDIUM, INTEMAC y la UPM”(León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014) ha desarrollado importantes aspectos que sirven de base para el desarrollo de este trabajo.



1.9. Exposición de trabajos

El cuerpo de la tesis contiene el tronco de los trabajos realizados, pero los siguientes anexos recogen los trabajos esbozados:

- Anexo 00: patente de la junta integral de estribo.
- Anexo 01: **definición del ensayo**; proyecto de ensayo de probeta experimental que incluye los planos de la probeta diseñada.
- Anexo 02: **proyecto de ensayo de junta integral de estribo**; documento de concurso ente universidades para la ejecución del ensayo.
- Anexo 03: **memoria del ensayo el 19 de diciembre de 2014**.
- Anexo 04: soluciones para la continuación del ensayo: **planos de refuerzo de probeta y preparación de la continuación del ensayo**.
- Anexo 05: Proyecto y **ensayos de tracción y carga cíclica sobre barra corrugada** realizado por el Laboratorio De La División De Ciencia e Ingeniería de los Materiales (LADICIM).
- Anexo 06: **ensayo del 20, 23 y 24 de febrero de 2015**; Memoria final del ensayo incluyendo los ensayos parciales de aproximación al comportamiento físico
- Anexo 07: ensayo en prototipo de losa de hormigón armado. **Memoria de GiaDe**
- Anexo 08: **planos de proyecto de primer puente con juntas integrales de diciembre de 2013**
- **Anexo 09: trabajo realizado para el DEAy publicado en la revista Hormigón y Acero: "Análisis de la interacción losa-pilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo"**(Aparicio García, Análisis lineal de la interacción losa-pilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo, 2010)

1.10. Razón de ser de la estructura del documento

Una vez explicada la memoria de descripción de la metodología sobre la enseñanza y el aprendizaje, se explica la forma en la que se continúa el presente documento, de forma que pueda obtenerse una visión general del mismo, sin requerir su lectura completa.

Este trabajo se encuentra dividido en las siguientes secciones estructuradas:



- **Memoria sobre la enseñanza y el aprendizaje:** en este capítulo presente se pretende describir las metodologías de pensamiento y trabajo que se han tenido en cuenta para la realización del mismo.
- **Tipos de juntas de calzada en estribos. Características:** capítulo en que se describe:
 - Qué es una junta de calzada
 - Las funciones que desempeña una junta de calzada
 - La tipología de las juntas de calzada
 - La localización de la junta de calzada en los estribos
 - La importancia de sus costes de mantenimiento y reparación
- **Las losas de transición como elemento de interferencia con la junta integral de estribo:** capítulo en que se describe la localización y geometría habitual de las losas de transición. Este elemento estructural del estribo interfiere con la JIE, por lo que es necesario su descripción, la pormenorización de sus funciones y el análisis de su interacción con el estribo y el firme.
- **Patologías de las juntas de calzada y de las losas de transición; consecuencias, causas y posibles soluciones:** en este capítulo se revisarán las patologías asociadas con las juntas de calzada y con las losas de transición. El ámbito del estudio son los puentes y viaductos existentes en la actualidad de hasta 200 m de longitud. Tras la descripción de las patologías y una enumeración de sus consecuencias, se pasa a pormenorizar, de forma discretizada, las causas de dichas patologías.
- **Propuesta de solución: la junta integral de estribo (JIE):** Se va a describir en este capítulo la junta integral de estribo, una nueva propuesta constructiva que propone el dimensionamiento de una junta con las siguientes características principales: pretender una vida útil lo más cerca posible de la que corresponde a la estructura a la que da servicio, eliminar completamente la discontinuidad de junta durante la conducción y eliminar el vertido de agua en intradós de estribos. Se hace un planteamiento global desde su concepción, proyecto y construcción, pasando por la interacción con la estructura y la infraestructura, así como los límites para su utilización. Esta propuesta teórica es previa a la experimentación.
- **Experimentación y resultados:** este capítulo refleja los ensayos realizados para el testeo a escala real de una junta integral de estribo de un metro de ancho ante acciones diferidas de contracción y dilatación continuadas. Se presentan también ensayos locales de la solución para estudiar las partes más problemáticas.
- **Conclusiones**
- **Líneas de investigación futura**
- **Bibliografía y Anexos**

1.11. Nomenclatura

A continuación pasa a describirse la nomenclatura específica relativa a las juntas de puentes o viaductos. Otro tipo de juntas no son contempladas en este documento. Dicha nomenclatura continúa la empleada en la referencia de la ATC (Juntas para puentes de carreteras. Consideraciones prácticas, 2003).

- **Juntas de calzada:** son dispositivos deformables principalmente en su plano, capaces de asegurar el tránsito de los vehículos a través de las zonas de discontinuidad de los enlaces entre los distintos tramos estructurales de un puente o entre estos y los muretes de guarda de los estribos, bajo cualquier sollicitación contemplada en la normativa vigente y en condiciones de seguridad, comodidad, estanqueidad y durabilidad.
- **Junta de movimiento:** Junta de calzada de estructura
- **Junta de expansión:** Junta de calzada en final de losa de aproximación de puentes integrales o semi-integrales.
- **Junta de control:** Junta de calzada en final de losa de aproximación de puentes integrales norteamericanos

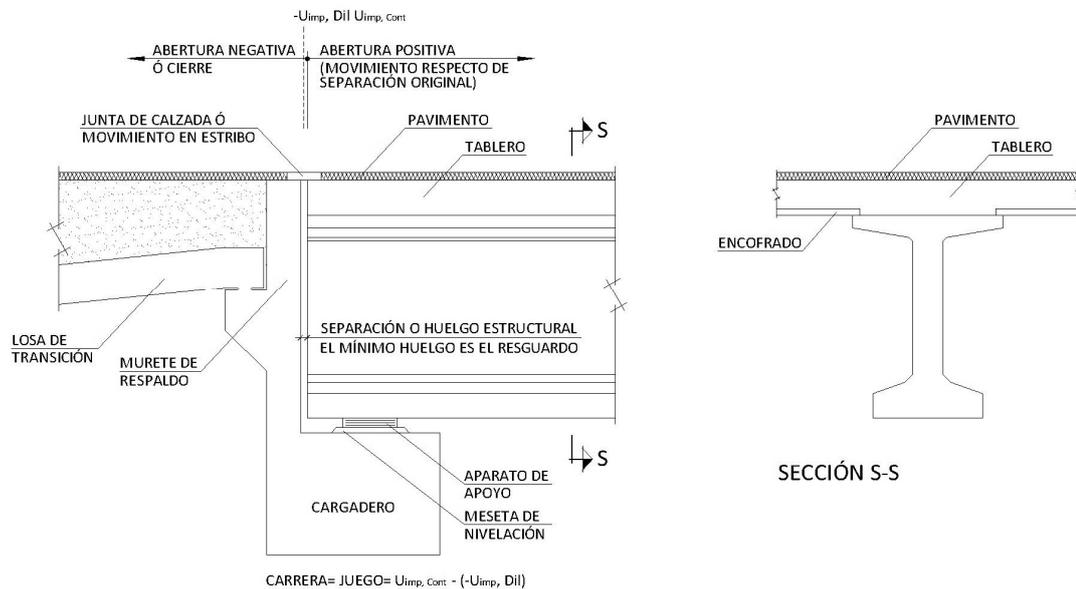


Fig 1.11. 1: Nomenclatura: estribo convencional con junta entre murete y tablero

- **Separación o huelgo estructural:** es la existente, para una temperatura y edad del hormigón determinada, entre las terminaciones contiguas de los tramos de un puente, o entre estos y los muretes de guarda de los estribos, conectados por una junta, expresada según una dirección

determinada contenida en el plano de la junta, que habitualmente coincide con la directriz del puente.

- **Resguardo:** el huelgo estructural mínimo

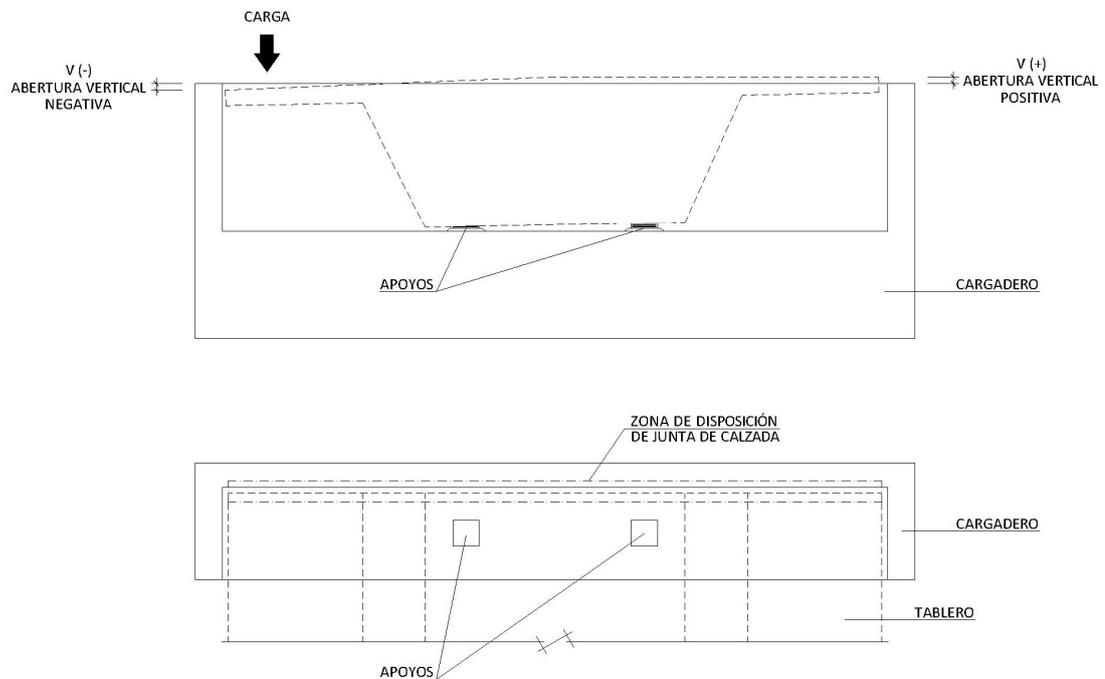


Fig 1.11. 2: Nomenclatura. Abertura vertical de junta por flexión local de ala de tablero respecto al murete de respaldo.

- **Abertura:** Se designa por abertura la magnitud del desplazamiento relativo de los elementos de calzada en uno y otro borde o aristas contiguas de los tableros enlazados por una junta debido a las distintas causas que aparecen en la vida del puente. $u_{imp,cont}$
- **Cierre:** Abertura negativa. $u_{imp,dil}$
- **Juego o carrera:** Consiste en la diferencia entre la abertura máxima y mínima en la vida del puente. Puede ser longitudinal, vertical u horizontal.

$$C = u_{imp,cont} - u_{imp,dil}$$

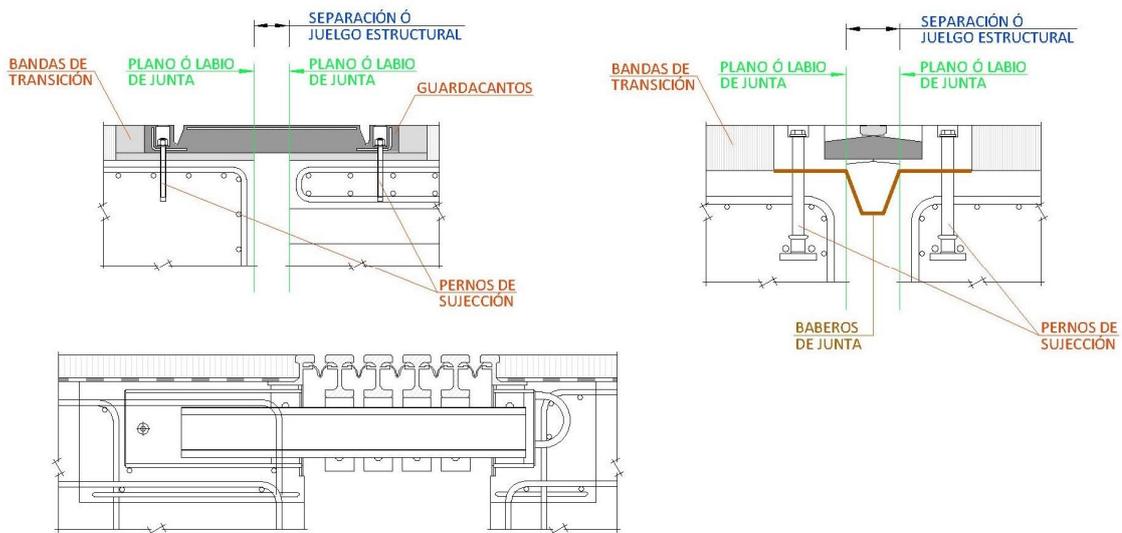


Fig 1.11. 3: Nomenclatura: Guardacantos y bandas de transición.

- **Rango:** Es el máximo desplazamiento relativo que un tipo o modelo concreto de junta admite, por sus propias características, entre sus labios extremos, según una determinada dirección. Se expresa habitualmente indicando los valores extremos de su abertura y cierre, que pueden no ser simétricos respecto de la configuración de suministro. R>C
- **Esviaje:** Ángulo complementario del que forma la junta con la dirección del tráfico.
- **Guardacantos:** Son protecciones longitudinales metálicas o ejecutadas in situ con morteros de resina epoxi o similar, destinadas a formar una transición con el pavimento para proteger los bordes de la junta y del pavimento de los impactos de las ruedas. Se suele utilizar esta denominación en el caso de la junta de perfil de caucho comprimido.
- **Bandas de transición:** Son las zonas ejecutadas con mezclas asfálticas o morteros de resina epoxi o similar, que proporcionan una transición real entre el pavimento y el dispositivo de junta.
- **Labios de la junta:** Son los bordes longitudinales de la junta.

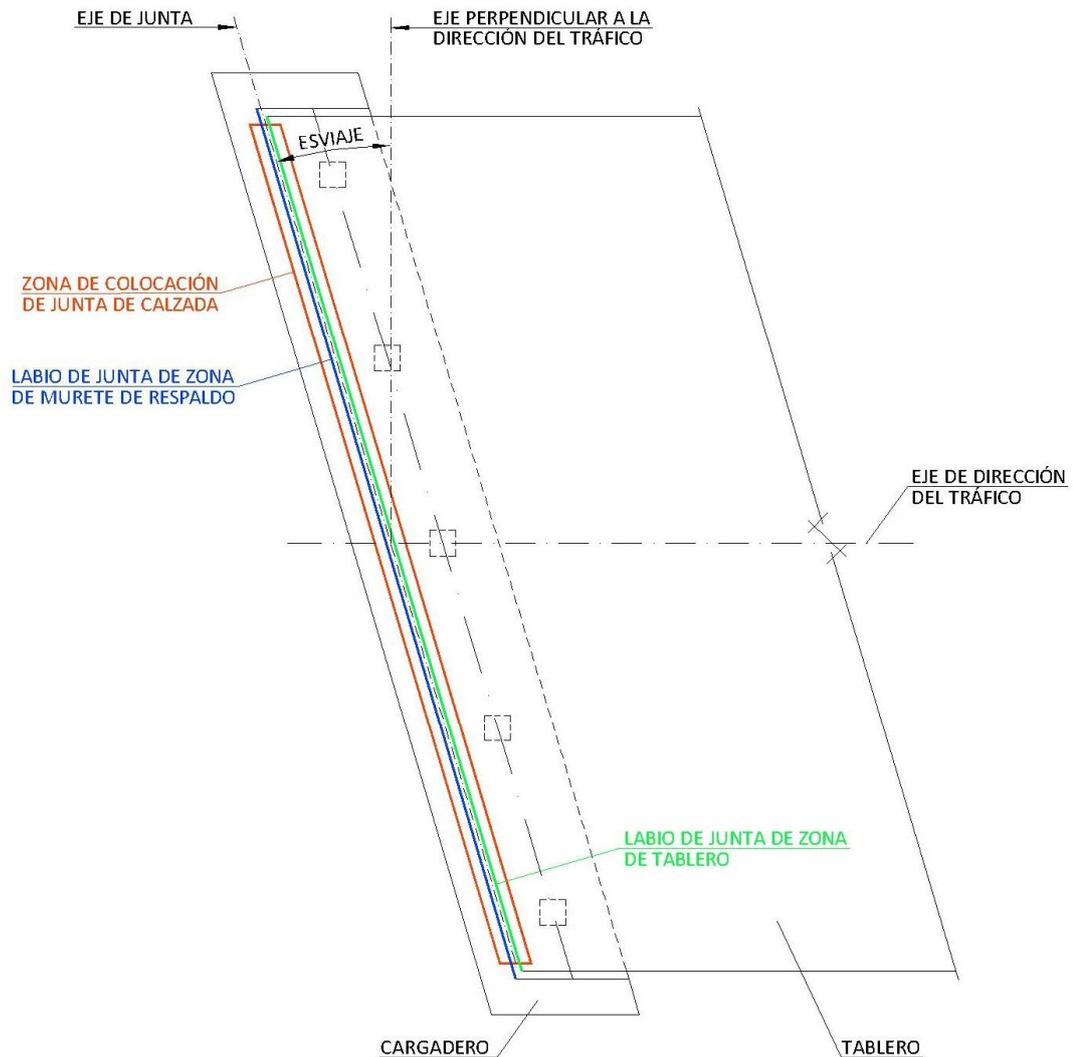


Fig 1.11. 4: Nomenclatura. Definición de esviaje y labios de junta

- **Vida útil de la junta:** Periodo de tiempo durante el cual la junta debe cumplir sus requisitos funcionales contando siempre con la conservación adecuada (inspección, valoración y mantenimiento, incluidas reparaciones), pero sin requerir operaciones de rehabilitación.
- **Baberos:** Son láminas de impermeabilización que se colocan en ciertos tipos de juntas para asegurar la estanqueidad del sistema y conducir las aguas pluviales y los fluidos vertidos sobre la calzada al exterior, sin contacto con la estructura.
- **Losa de transición:** Losa de hormigón armado situada sobre el relleno del trasdós del estribo o ligeramente enterrada en el mismo; apoyada en el estribo en un extremo y en el terreno en el opuesto que tiene la doble misión de puentear el habitual hueco en trasdós de estribo cercano al



espaldón y hacer una transición de rigidez desde explanada a zona rígida de estructura.

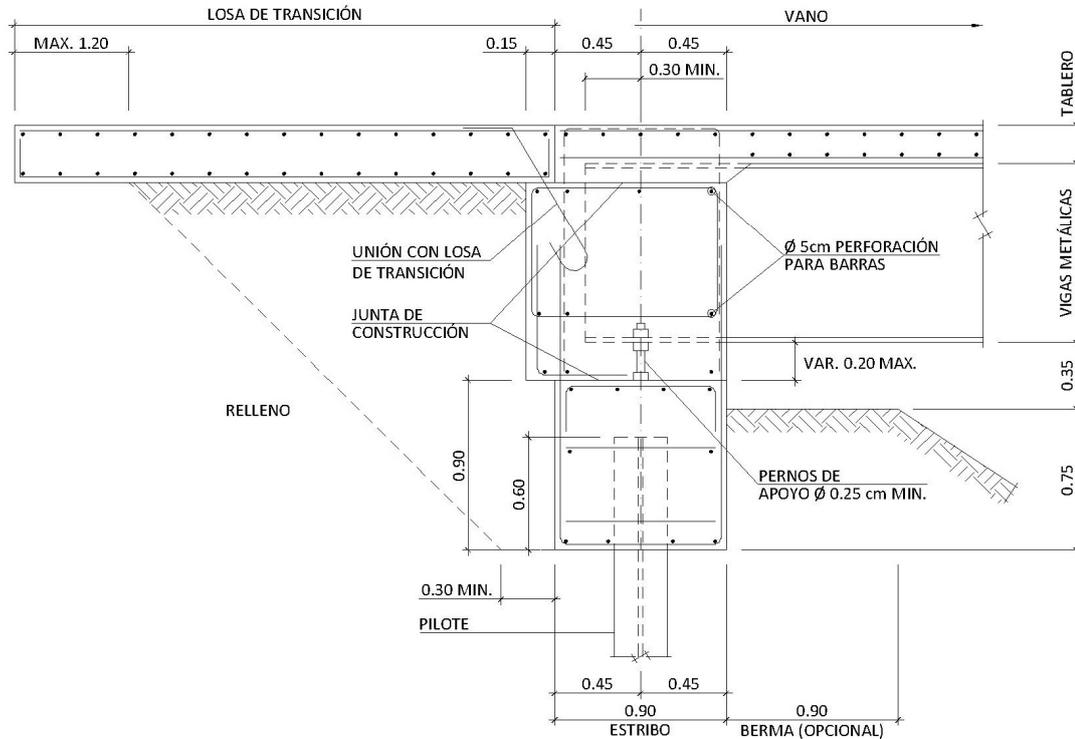


Fig 1.11. 5: Nomenclatura en estribo de puente integral.

- **Losa de aproximación:** Losa de transición cuando es superficial y no ligeramente enterrada.
- **Losa acordeón:** Losa perteneciente a la junta integral de estribo.

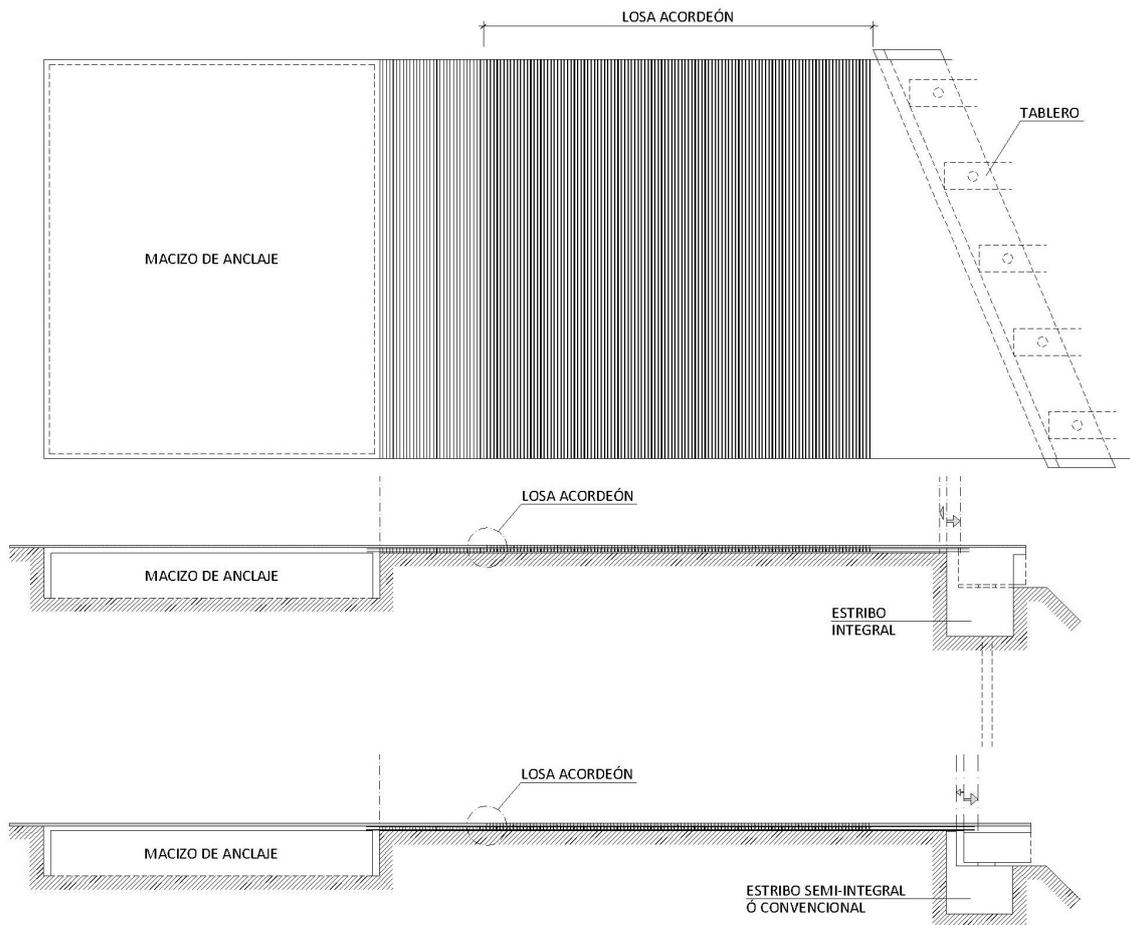


Fig 1.11. 6: Nomenclatura: Losa acordeón o de junta integral de estribo



2. TIPOS DE JUNTAS DE CALZADA EN ESTRIBOS. CARACTERÍSTICAS

A continuación se da una visión completa del estado del arte de las juntas de calzada y una descripción de cada una de ellas, preferentemente gráfica.

Esta descripción particularizada, es necesaria para poder entender la consiguiente división tipológica de juntas de estribo existentes.

La literatura que mejor resume el problema técnico de las juntas entre las consultadas son, para la experiencia europea:

- (ETAG Nº32. Expansion joints for road bridges. Part 1 General, 2013)
- (ETAG Nº32. Expansion joints for road bridges. Part 2: Buried expansion joints, 2013)
- (ETAG Nº32. Expansion joints for road bridges. Part 3: Flexible plug expansion joints., 2013)
- (ETAG Nº32. Expansion joints for road bridges. Part 4: Noising expansion joints, 2013)
- (ETAG Nº32. Expansion joints for road bridges. Part 5: Mat expansion joints, 2013)
- (ETAG Nº32. Expansion joints for road bridges. Part 6: Cantilever expansion joints, 2013)
- (ETAG Nº32. Expansion joints for road bridges. Part 7: Supported expansion joints., 2013)
- (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)
- (ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural], 2011)
- (Ministerio de Fomento, 2012)

Y para la experiencia anglosajona norteamericana:

- (Bridge Engineering Handbook. Chapter 25, 2000)
- (Simplifying Bridge Expansion Joint Design and Maintenance, 2011)
- (National Cooperative Highway Research Program. SYNTHESIS 319, 2003)

Dado que los estribos son de diferente naturaleza, se procede también a la clasificación tipológica de los mismos atendiendo a la localización de la junta dentro de cada tipo de estribo.



2.1. Junta de calzada: definición

Las **juntas de calzada (o juntas de dilatación)** son dispositivos de transición entre elementos estructurales discretos y contiguos cuya misión es absorber los movimientos relativos entre dichos elementos estructurales. (Ministerio de Fomento, 2000)

Las juntas de calzada tradicionales resuelven el puenteo de cargas de tráfico entre elementos estructurales -el tablero del puente y el estribo- en puntos discretos; permiten el paso de tráfico sobre los intersticios en concomitancia con los movimientos compatibles con las acciones térmicas y reológicas que afectan al tablero de puente. (Ministerio de Fomento, 2012)(ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural], 2011)

Los movimientos que se manifiestan en las zonas de juntas son los provocados por las siguientes acciones(Ministerio de Fomento, 2011):

- Procesos reológicos: efectos de retracción o flujo plástico sobre tablero
- Acortamientos por pretensado
- Cambios de temperatura
- Acciones de tráfico

El diseño de las juntas debe considerar movimientos permisibles que garanticen un funcionamiento adecuado para los diferentes estados límites de utilización del puente.

El deterioro o fallo de las juntas pueden comprometer la durabilidad de determinadas zonas de la estructura y la seguridad del tráfico especialmente en las vías de gran tráfico y alta velocidad en su diseño: autovías y autopistas.

2.2. Junta de calzada: localización y número en un tablero

Las juntas de calzada, en relación a la infraestructura, se sitúan siempre:

- En ambos estribos de estructura y
- En los tableros de vigas simplemente apoyadas, a la altura de algunos de los planos de apoyo de pilas.

El ámbito de este estudio se centra en las juntas de calzada de estribo.

Las juntas de calzada, en estribos convencionales, se sitúan entre espaldón de estribo y losa superior de tablero de puente; entre estribo y tablero.



Las juntas de calzada, en estribos de puentes integrales y semi-integrales, se sitúan en el extremo de una losa en prolongación del tablero en cuyo extremo contrario se dispone, bajo losa prolongada, y un durmiente de hormigón armado. Su carrera suele ser de 30 mm máximo, por lo que también se les denomina en ocasiones, juntas de control.

Esta última localización es especialmente apreciada en los países anglosajones, donde los costes de mantenimiento se tienen especialmente en cuenta, y el trasdosar la junta al terreno de trasdós sobre estribo, permite la total cobertura ante la penetración del agua de forma directa hasta los apoyos de tablero en estribo, evitando parte de su deterioro.

(AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials], 2012) marca claramente la política de diseño de evitar las juntas de puentes en su artículo 14.5.2.1 *“The number of movable deck joints in a structures should be minimized. Preferece shall be given to coontinuous deck systems and superstructures and, where appropriate, integral bridges”*.

La misma referencia en su apéndice C14.5.2.1 indica: *“Integral bridges without movable joints should be considered where the length of superstructure and flexibility of structures are such that secondary stresses due to restrained movement are controlled within tolerance limits.”*

2.3. Juntas de calzada: funciones

Las funciones que ha de desempeñar una junta de calzada se resumen en la siguiente tabla:

FUNCIONES DE LAS JUNTAS DE CALZADA O JUNTAS DE DILATACIÓN	
REF	DESCRIPCIÓN
1	Asegurar cinemáticamente los movimientos de los tableros de los puentes respecto de los estribos
2	Tener capacidad resistente ante los esfuerzos de tráfico
3	Dar continuidad a la capa de rodadura
4	Minimizar la pérdida energética de los vehículos al pasar sobre ellas
5	Dar confort a la circulación del automóvil
6	Ser impermeables
7	Evitar ruidos, impactos y vibraciones
8	Flexibles ante la estructura para no provocar daños en ella
9	Rígidas ante las cargas de tráfico
10	Durabilidad
11	No acumular suciedad
12	No tener elementos sueltos susceptibles de fatiga o desprendimiento

Tabla 5: Funciones de una junta de calzada. Elaboración propia a partir de (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003), (ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural], 2011), (Caicedo, Wieger, Ziehl, & Rizo, 2011) y (Dornsife, 2000)



Las funciones son en gran medida contrapuestas, ya que la rigidez y resistencia necesaria para las cargas de tráfico se contraponen a la flexibilidad solicitada por los movimientos impuestos por fuerzas de magnitud tal que hacen antieconómica su absorción por la estructura.

2.4. Tipología de juntas de calzada. Descripción

La tipología de juntas ha sido tradicionalmente variada debido a cuatro factores fundamentales (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003):

- Lo plural de los condicionantes a cumplir por la junta
- Escasa durabilidad
- Multiplicidad de patentes
- Falta de rigor en las especificaciones

Según (Caicedo, Wieger, Ziehl, & Rizos, 2011, págs. 6-9) las juntas de calzada pueden ser clasificadas en:

- Juntas de **sistemas abiertos**, que son las que permiten que el agua y la suciedad penetren y lleguen a la zona de los apoyos de tablero acelerando su degradación
- Juntas de **sistemas cerrados** que son las que impiden la circunstancia anterior

Esta clasificación anglosajona hace hincapié en la importancia de retrasar lo más posible las labores de mantenimiento y/o sustitución de cualquier parte del puente por causa de la filtración de agua a través de las juntas de calzada.



Juntas de calzada en puentes: Propuesta de junta integral en estribos (JIE)

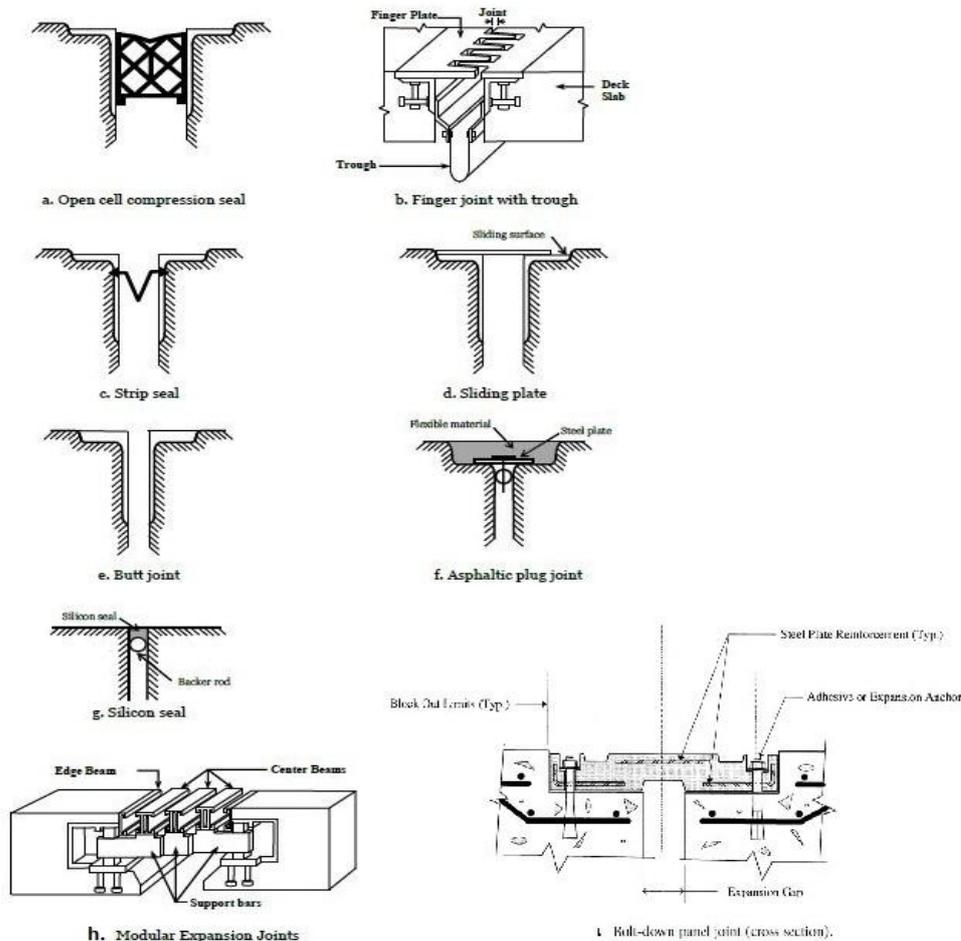


Fig. 2.4. 1: Tipos de juntas. (Caicedo, Wieger, Ziehl, & Rizos, 2011) y (Delaware Department of Transportation, 2005)

JUNTAS DE CALZADA				mov. máx. horizontal (mm)	
REF	INGLÉS NORTEAMERICANO	REF	ESPAÑOL	cierre	abertura
a	compression seal	2	junta de perfil de caucho comprimido	-40	40
c	elastomeric strip seal	4	junta de banda de caucho plegada	-100	100
d	sliding plates	7	junta de placas deslizantes	-300	300
b	finger joints with troughs	9	juntas de peine con canales	-500	500
b	finger joints with troughs	9	juntas de dientes con canales	-130	130
e	open or butt joints	0	juntas abiertas sin más	-13	13
≈g	hot-poured sealer joints	1	junta con sellado vertido en caliente	-20	40
≈a	closed-cell elastomeric sealed joints	2	junta de perfil elastomérico celular	45	
h	modular systems	8	junta modular	-600	600
f	Asphaltic plug joint	3	junta de betún modificado	-20	20
g	silicone seals	1	junta de sellado con silicona o material elástico	-20	40
≈f	elastomeric concrete joints	3	junta de hormigón elastomérico	-20	20
i	bolt-down panel joint	6	junta de perfil de elastómero armado	-130	130

Tabla 6: Tipos de junta calzada. Nomenclatura anglosajona-española. Elaboración propia a partir de (Caicedo, Wieger, Ziehl, & Rizos, 2011), (Watson Bowman Acme. BASF, 2008) y (Dornsife, 2000)

La clasificación tipológica de las juntas de calzada que resume la experiencia nacional española, y por extensión, gran parte de la europea se da en (ATC [Asociación Técnica



de Carreteras], 2003) . Esta clasificación ha sido repetida en (ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural], 2011) y en las publicaciones de la normativa española (Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado, 2012).

La ausencia de junta no se da más que en los puentes integrales en los que los movimientos esperados en junta de calzada de estribo no superan media pulgada (12,5 mm) en cada sentido. Se puede ver en la solución e) de la anterior figura.

A esta clasificación se contrapondrá en este documento una más que es la ausencia de junta apreciable para el tráfico, que es la correspondiente a la nueva propuesta.

En los puentes semi-integrales, y en algunos integrales, las juntas de calzada se trasladan a los extremos de las losas de transición en prolongación de los tableros de puente en lugar de situarse entre espaldón de estribo y losa de compresión de tablero, por lo que se consideran dos tipologías adicionales.

A continuación de la siguiente tabla, se describen sucintamente cada uno de los tipos de juntas. De los diferentes tipos de juntas existentes en el mercado, la mayoría están adscritos a productos industriales homologados, por lo que las referencias a alguna de las industrias suministradoras son ineludibles.(Watson Bowman Acme. BASF, 2008)



Las juntas de calzada se pueden clasificar según su la tabla siguiente:

TIPOLOGÍA DE JUNTAS			
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	DESCRIPCIÓN
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	Consiste en un cordón de un producto elástico sellante con buena adherencia a los labios de la junta y con estabilidad volumétrica garantizada. No soluciona las entregas con barreras, aceras y otros.
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	Perfil de caucho natural o sintético, fácilmente compresible, que se instala de forma que se mantenga siempre en compresión durante todo el ciclo de movimientos de la junta. Necesita un sistema adicional para evacuar el agua.
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	Constituidas por una mezcla en caliente de betún modificado con elastómeros y árido silíceo o basáltico. No soluciona las entregas con aceras, barreras y otros.
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	Se subdividen en anclados al hormigón (o soldados en tableros mixtos) y anclados en hormigón elastomérico. Este tipo de junta se emplea en zonas de carriles, zonas de bordillos y aceras.
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	Este tipo de junta no se suele emplear en zonas de carriles, zonas de bordillos y aceras.
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	Consisten en un bloque prismático de caucho entallado y armado con chapas de acero embutidas. Se disponen anclados a ambos lados de la junta mediante anclajes mecánicos o fijados químicamente. Requieren sistema adicional de evacuación de aguas.
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	Formadas por varios bloques de caucho armados unidos por fuelles de elastómero, que permiten grandes desplazamientos. Los bloques extremos se fijan a la estructura mediante bloques atornillados. Requieren sistema adicional de evacuación de aguas.
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	Formadas por la yuxtaposición de bandas de elastómero plegadas y perfiles (vigas) de acero, los cuales se apoyan sobre otras vigas transversales. El anclaje a la estructura se ejecuta en el hormigón mediante barras y placas soldadas a los módulos extremos.
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	Movimientos medianos. Se forman con dos peines metálicos triangulares o trapezoidales que encajan uno en el otro y que se anclan cada uno en un lado de la junta. Requieren sistema adicional de evacuación de aguas. Se utilizan para movimientos medianos.
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	De gran movimiento en ménsula. Se forman con 2 peines de dientes paralelos, ortogonales al corte o esviado según el eje del puente. Los anclajes de las juntas deben ser pretensados. Ambos lados trabajan como ménsulas independientes.
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	Constituida por una chapa de acero anclada a un lado de la junta, que apoya y desliza sobre una superficie lisa fija en el otro lado de la junta. Este tipo de juntas son comúnmente empleadas para juntas de acera y bordillo en el caso de calzadas equipadas con juntas de diente o juntas peine.
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	Juntas de control al final de la losa de transición
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	Juntas de control al final de la losa de transición

Tabla 7: Tipología de juntas de calzada. Elaboración propia a partir de ACHE (ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural], 2011) y (Ministerio de Fomento, 2011)

2.4.1. Junta sellada con material elástico

La junta sellada con material elástico suele ser bicomponente: un sustrato soporte y el material elástico sellante, que puede ser silicona, polímero (Clark & Wade, 1986) u otro. De muy rápida instalación a base de jeringuillas (Cathey & Baker, 1992), comparado con los primeros métodos que utilizaban maquinaria pesada (Tonjes, 1970), pero de sólo un año de vida útil garantizada por los fabricantes.

La abertura máxima es dos veces la abertura de colocación ($A_{max}=2*A$) y el cierre máximo es la mitad de la abertura de colocación ($A_{min}= A/2$). La tira de relleno o la tira soporte ha de ser un 25% mayor que la abertura de colocación. $A_{max} < 82$ mm.

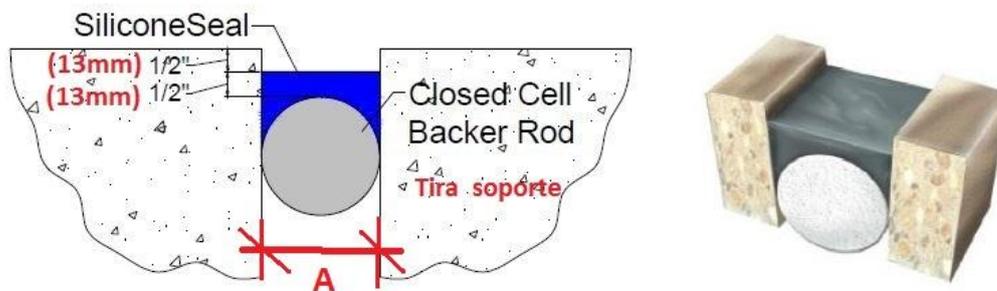
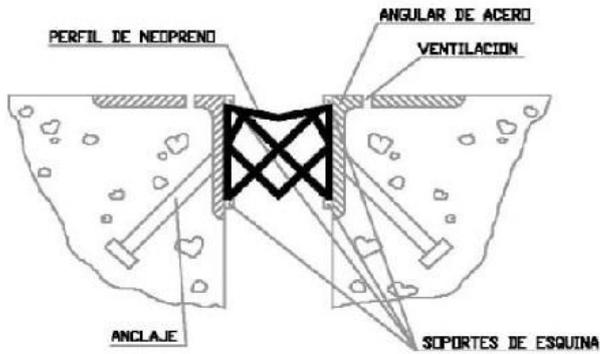
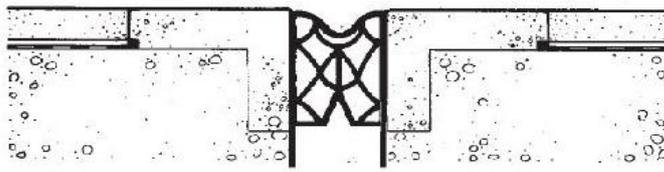


Fig. 2.4. 2: Junta sellada con material elástico. (Watson Bowman Acme. BASF, 2008), con patente (Cathey & Baker, 1992)

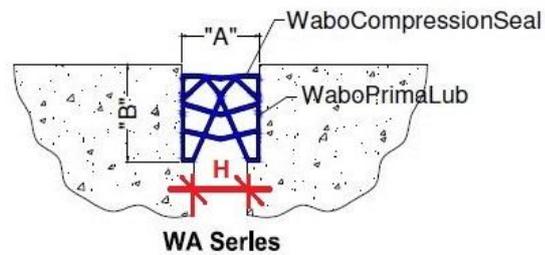
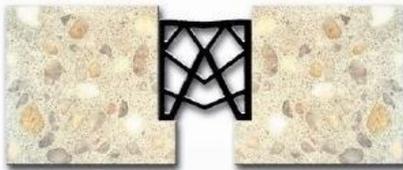
La silicona ha de estar deprimida respecto de la superficie de rodadura un mínimo de 13 mm para que no sea arrancada por el tráfico con facilidad.

2.4.2. Perfil de caucho o elastomérico comprimido

Este tipo de junta está sujeta a diferentes patentes o modelos de utilidad de los fabricantes (Ceintrey & Kerjegu, 1980), (Anderson, Baldi, & M.Engstrom, 1989). Cada fabricante presenta una sección diferente del perfil de caucho o elastómero de sección multicelular.



Perfil de caucho comprimido



$$41\text{mm} < A = B < 152\text{mm}$$

$$16\text{mm} < H < 51 \quad (A=41\text{mm}) \quad C=35\text{mm}$$

$$51\text{mm} < H < 130 \quad (A=152\text{mm}) \quad C=79\text{mm}$$

Fig. 2.4. 3: Perfil de caucho comprimido. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003) y (Watson Bowman Acme. BASF, 2008)

El perfil de caucho o elastomérico ha de estar deprimido respecto de la superficie de rodadura un mínimo de 13 mm para que no sea afectado por el tráfico.

A continuación se muestran dos ejemplos de entre la multitud de secciones transversales que se encuentran en el mercado para el perfil.

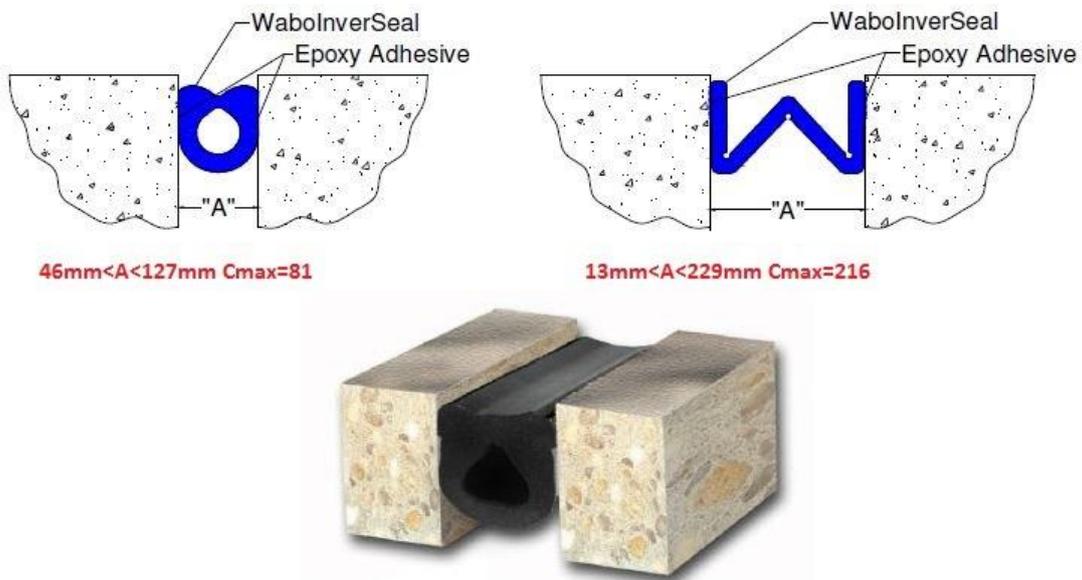


Fig. 2.4. 4: Perfil de elastómero comprimido. (Watson Bowman Acme. BASF, 2008)

2.4.3. Juntas de betún modificado

Este tipo de junta está sujeta a diferentes composiciones del betún modificado (Uffner W. E., 1983), (Uffner & White, Chemically modified asphalts and glass fibers treated therewith, 1985). Se estudia especialmente la interfaz de contacto entre el hormigón y el betún, desarrollándose adhesivos específicos que mejoran además la impermeabilidad (Uffner, White, & Edward R, 1985).

Su rango está en el orden de la pulgada y media (40 mm), con movimientos máximos simétricos de 20 mm en ambos sentidos desde el momento de implantación de la misma.

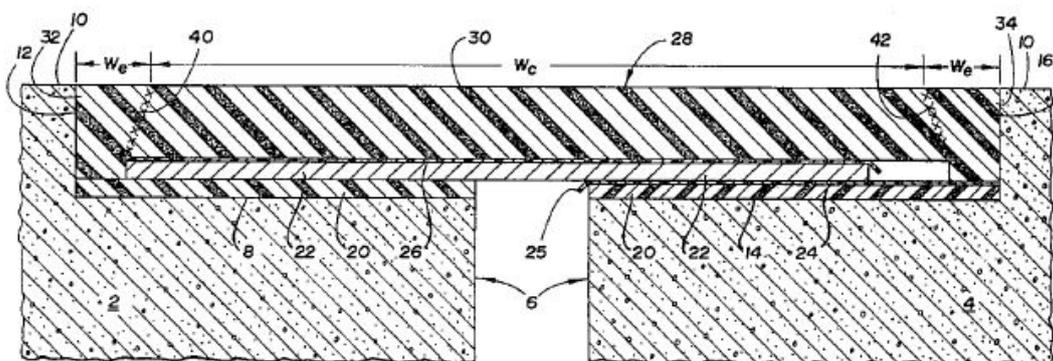


Fig. 2.4. 5: Juntas de betún modificado. (Peterson & Lymburner, 1981)



Si el huelgo estructural máximo es mayor de 75 mm no es recomendable su uso. Tampoco está recomendado su uso con esviajes mayores de 45°.

Se ha de resaltar la gran seguridad que ofrece al usuario, la continuidad de la superficie de rodadura y la ausencia de tornillería susceptible de dañar un utilitario.

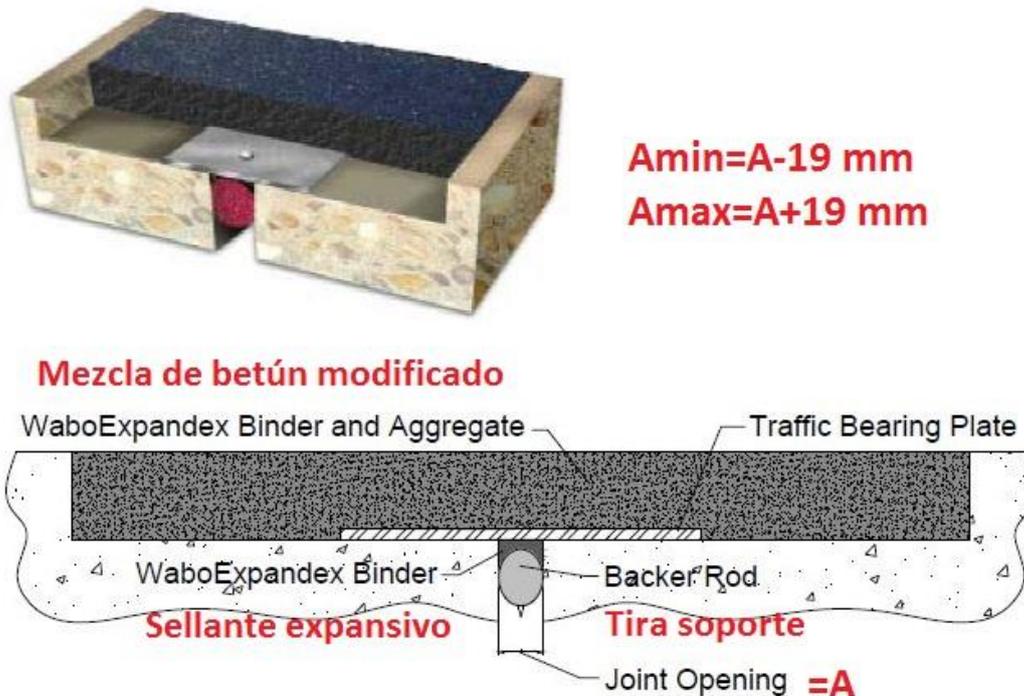


Fig. 2.4. 6: Juntas de betún modificado. (Watson Bowman Acme. BASF, 2008)

2.4.4. Banda de caucho plegado con bordes metálicos o bandas de transición

Las bandas de caucho plegado son recomendables con grandes esviajes en la junta respecto de la dirección del tráfico. Han evolucionado mucho respecto de sus primeras aplicaciones. (Watson, 1975), (Galbreath, 1984).

Pueden llegar a absorber desplazamientos de 100 mm en dirección longitudinal de la junta, es decir, con desplazamientos relativo entre labios de junta en la dirección de dichos labios.

También tienen la capacidad de absorber movimientos horizontales perpendiculares a los labios de juntas de hasta 100 mm en cada sentido.



La vida útil de la banda no está asegurada más allá de un año, por lo que se requiere de mantenimiento de la misma.

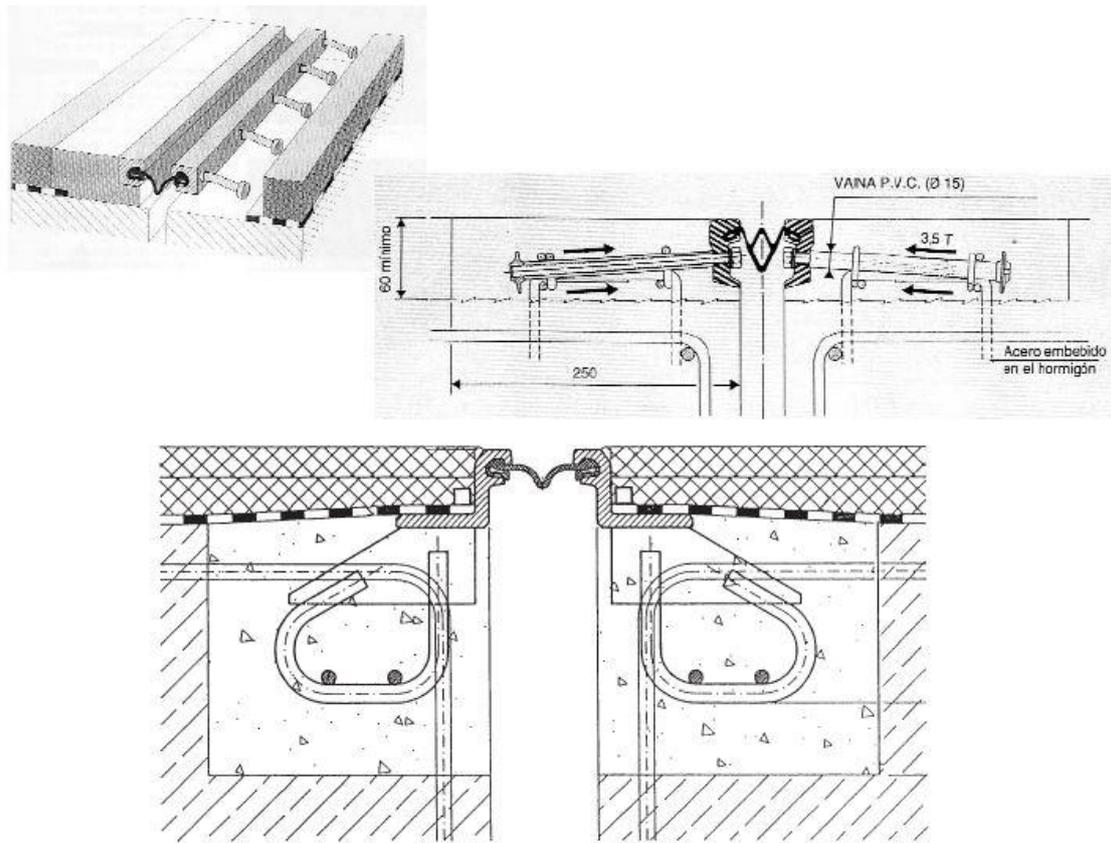


Fig. 2.4. 7: Banda de caucho plegada con borde metálico. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

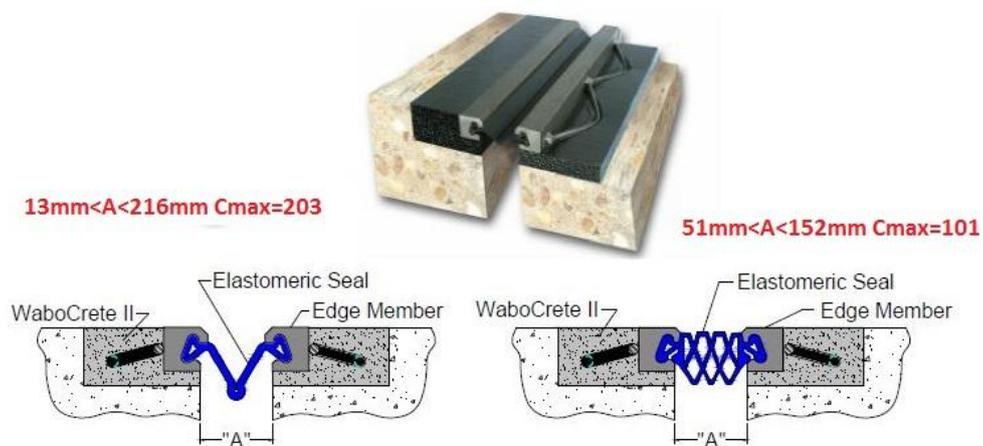


Fig. 2.4. 8: Banda de caucho plegada fijada con borde metálico. (Watson Bowman Acme. BASF, 2008)

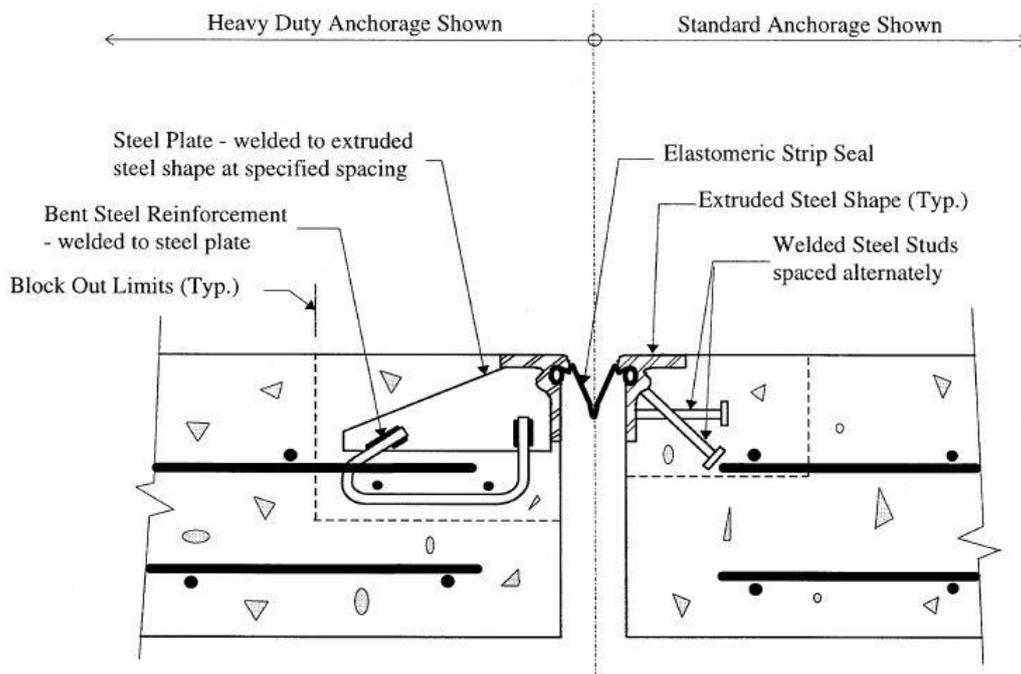


FIGURE 25.6 Elastomeric strip seal joint (cross section).

Fig. 2.4. 9: Banda de caucho plegada fijada con borde metálico. (Fk., Evans, Cohen, & Roll, 1983)

2.4.5. Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos

Esta tipología de junta (Bone, 1986) es análoga a la anterior, pero con menor durabilidad para el tráfico pesado. También ha sufrido evolución en el tiempo. Las bandas de caucho plegado son recomendables con grandes esviajes en la junta respecto de la dirección del tráfico. Pueden llegar a absorber desplazamientos de 100 mm en dirección longitudinal de la junta, es decir, con desplazamientos relativo entre labios de junta en la dirección de dichos labios.

Tienen la capacidad de absorber movimientos horizontales perpendiculares a los labios de juntas de hasta 100 mm en sentido de abertura y de 60 mm en el cierre. Las tecnologías más antiguas disponen de pernos de fijación y las nuevas prescinden de los mismos como se puede observar en las figuras siguientes.

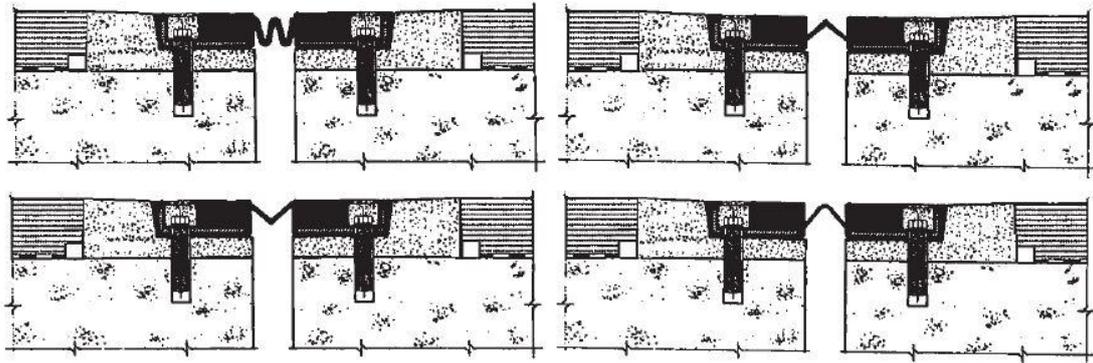


Fig. 2.4. 10: Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

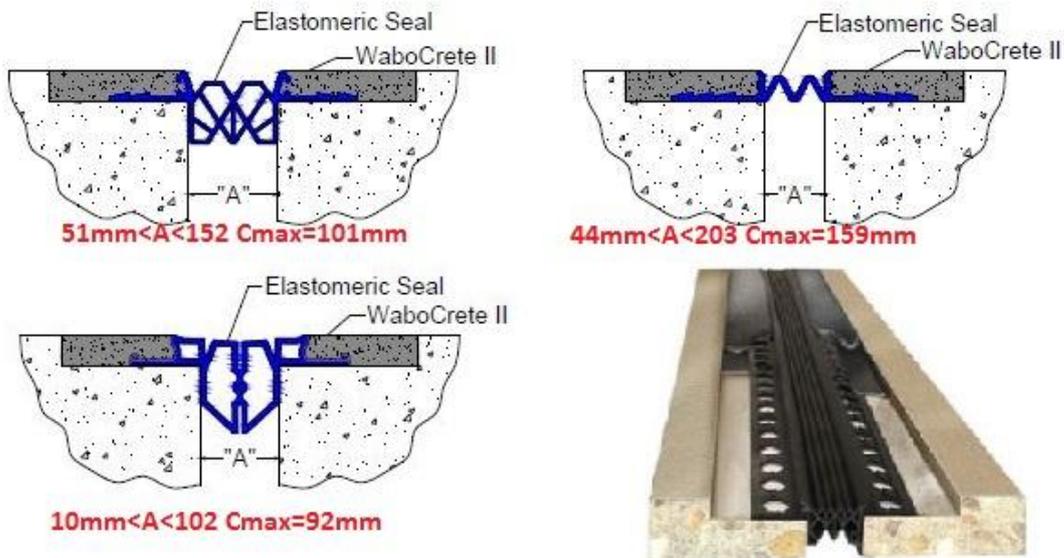


Fig. 2.4. 11: Banda de caucho plegada fijada con bandas de transición. Sólo para tráfico ligero. (Watson Bowman Acme. BASF, 2008)

2.4.6. Perfil de elastómero armado

La junta consigue sus funciones a base de un bloque prismático de caucho entallado y armado con chapas embutidas. Esta tecnología permite rangos de trabajo máximos de 330 mm, 165 mm de desplazamiento en cada sentido una vez colocada la junta con esviaje de 90°, reduciéndose dicho rango con la disminución del ángulo de dicho esviaje. La ocupación suele estar entre 230 y 1200 mm.

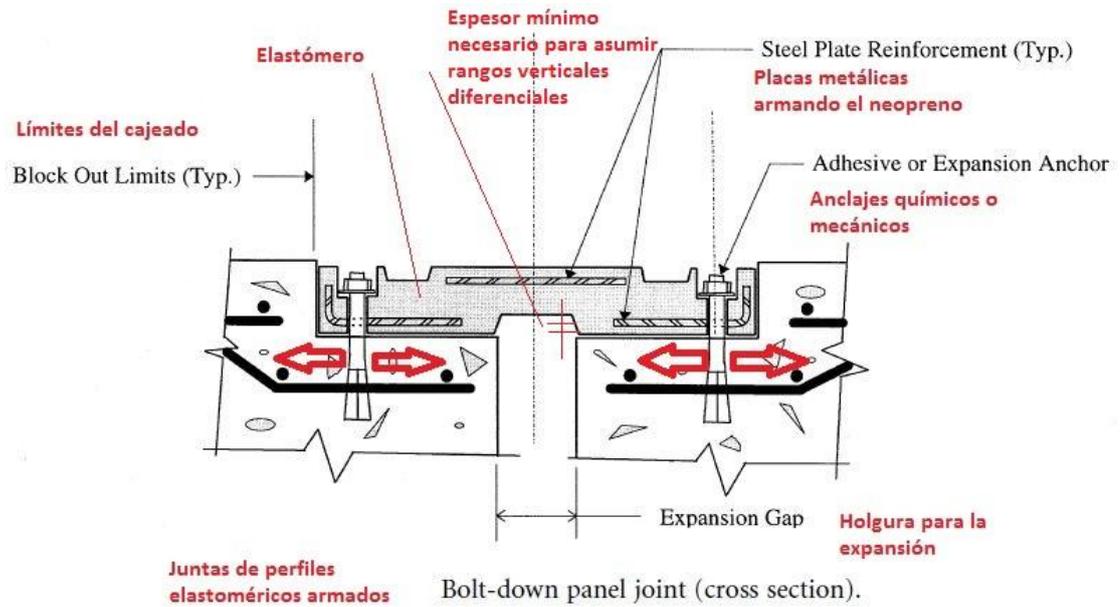


Fig. 2.4. 12: Perfil de elastómero armado con pavimento rígido. (Dornsife, 2000). No representado el babero de drenaje.

En donde el pavimento es flexible, es fundamental proteger la junta con un mortero que garantice la protección de la junta. El rango vertical admisible está en ± 6 mm, el 4% del rango horizontal.

La junta transmite esfuerzos al tablero, que ha de dimensionarse para su recepción. Es de difícil instalación si no se tiene en cuenta el armado de tablero ni de murete de alzado. Por ende es de difícil rehabilitación. Abarca un amplio espectro de estructuras a la que dar servicio.

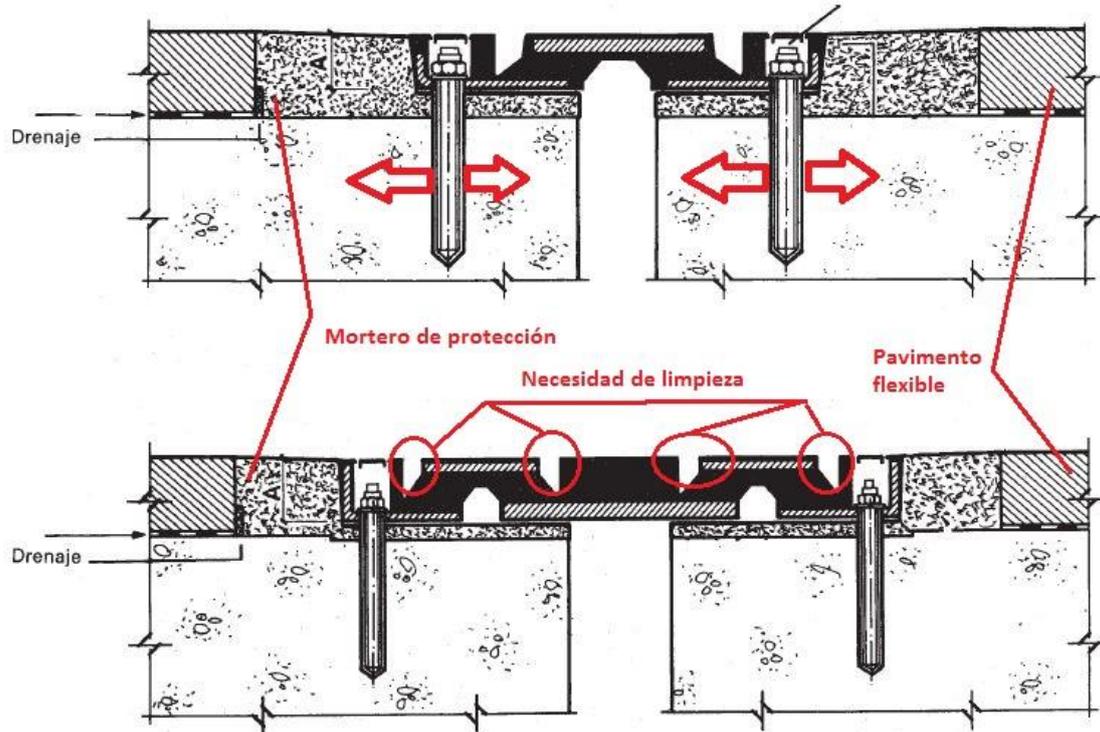


Fig. 2.4. 13: Perfil de elastómero armado con pavimento flexible.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 34). No representado el babero de drenaje.

2.4.7. Juntas con placas deslizantes

Estas juntas están formadas por cauchos armados unidos al sustrato mediante fuelles elastoméricos. Son similares en prestaciones a las juntas de elastómeros armados, pero aumentando los rangos, ± 300 mm en el rango horizontal y el 4% del rango horizontal el correspondiente al vertical. Aventaja a la junta de perfiles elastoméricos en que no transmite grandes esfuerzos al soporte de tablero o espaldón de estribo.

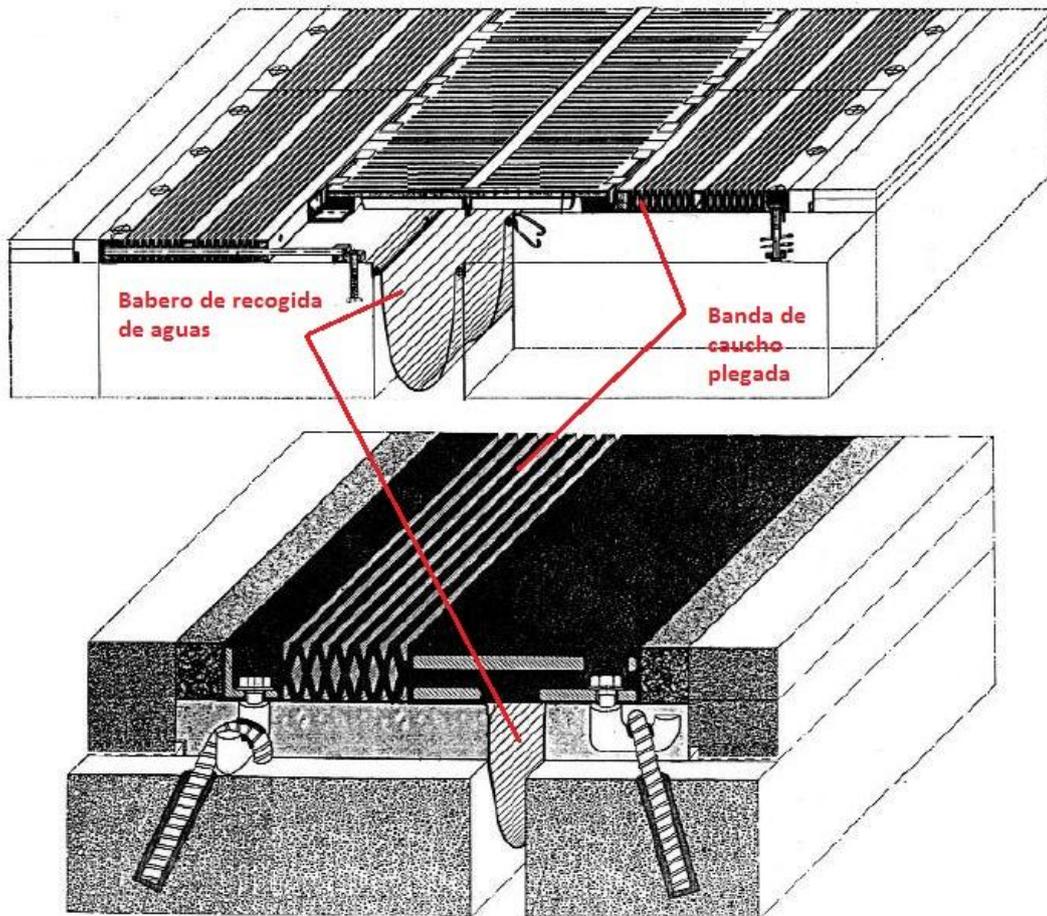


Fig. 2.4. 14: Juntas con placas deslizantes. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

2.4.8. Juntas modulares

Las juntas modulares están pensadas para grandes movimientos de junta. Están formadas por disposición alterna de perfiles metálicos y bandas plegadas de caucho en dirección transversal a la traza. Los perfiles se apoyan sobre otros perfiles longitudinales que puentean la holgura variable entre ambos soportes. Estos perfiles longitudinales se albergan en cajeados específicos dentro del tablero o estribo con apoyos deslizantes; dispositivos, bien mecánicos como tijeras o bien elásticos, permiten repartir por igual las holguras entre perfiles transversales.

Se proyectan a medida de cada estructura. Es una tecnología que sigue evolucionando hoy en día como prueban las recientes patentes registradas (Bradford, 2010); (Bradford, Expansion joint system, 2008); (Spuler, Meng, Hoffmann, & Mense, 2012)

Según las empresas especialistas las soluciones varían, y el rango de movimientos alcanza los 1200 mm. El rango vertical alcanza los ± 20 mm y permite esviajes de hasta



45º. El coste de instalación es alto y necesita conservación durante su vida útil de 25 años.

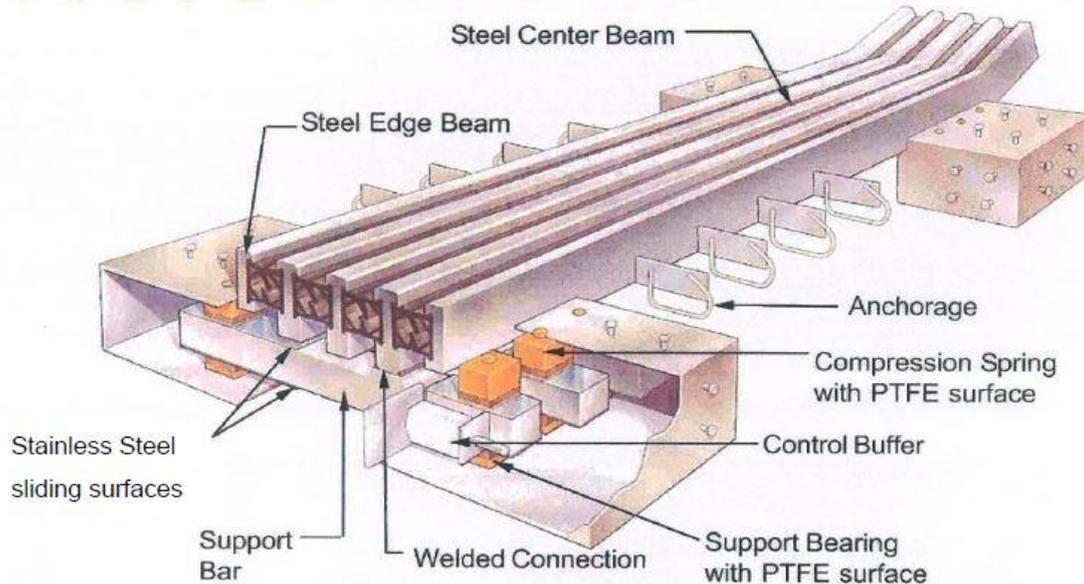


Fig. 2.4. 15: Juntas modulares. (State of Queensland (Department of Transport and Main Roads), 2009, pág. 2)

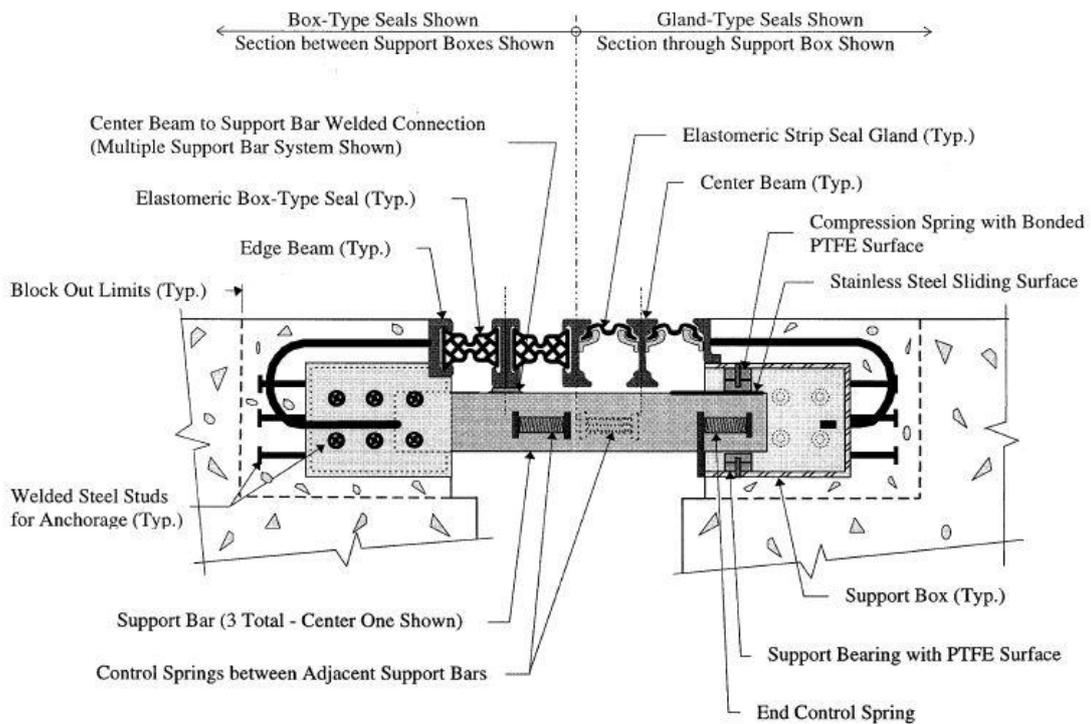


FIGURE 25.8 Modular bridge expansion joint (multiple support bar system), cross section.

Fig. 2.4. 16: Juntas modulares.(Fk., Evans, Cohen, & Roll, 1983)



2.4.9. Juntas de dientes o peines

Desde las primeras patentes norteamericanas de “finger joints” (Ficher, 1939), pasando por los encofrados de juntas de dientes a base de hormigón in situ (Arai, 1979), estas han evolucionado a soluciones metálicas por encima de la capa de compresión del tablero. Constan de doble peine metálico con mordida complementaria, anclados cada uno de ellos a ambos lados de la junta. Se utilizan para grandes longitudes entre juntas (>300 m)

El rango horizontal que desarrollan es hasta los 1000 mm en movimientos simétricos de +500 mm. Pero el rango vertical admisible es nulo, igual que el giro en el plano del tablero.

Son peligrosos los pasos de quitanieves por encima de estas juntas por la posibilidad que existe de dañar algún diente que pueda luego afectar al tráfico.

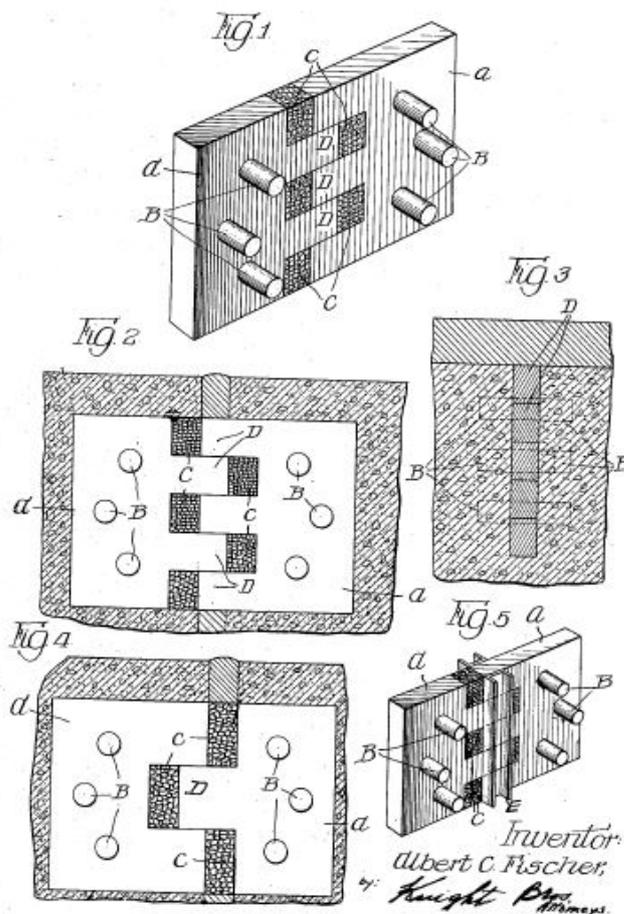


Fig. 2.4. 17: Juntas de dientes anteriores a la segunda guerra mundial. (Ficher, 1939)

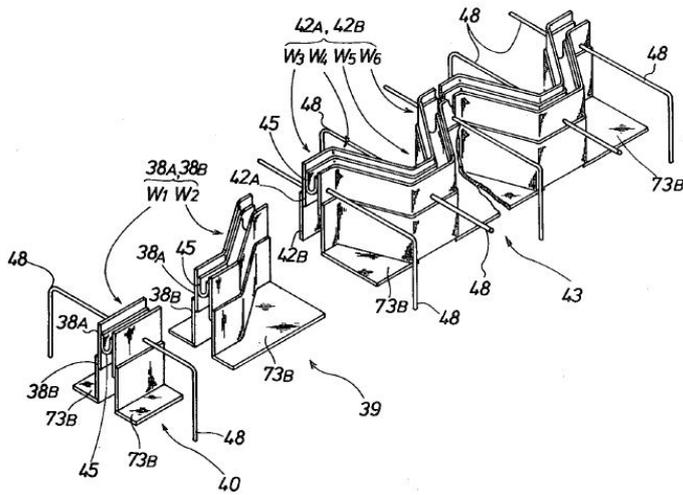


Fig. 2.4. 18: Juntas de dientes de hormigón. Encofrado para su ejecución in situ. (Arai, 1979)

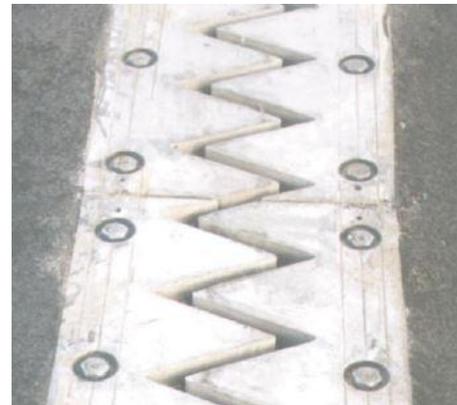
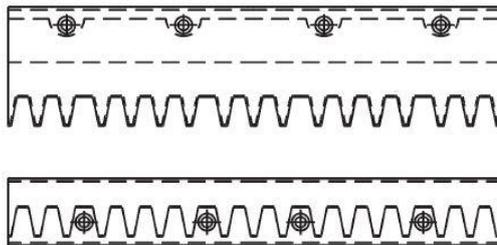
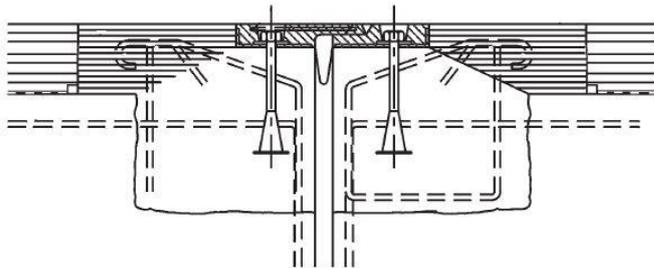


Fig. 2.4. 19: Juntas de dientes. Análoga a la de peine.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)



Figure 5.7: Fingerplate and Saw Tooth joint gap widths

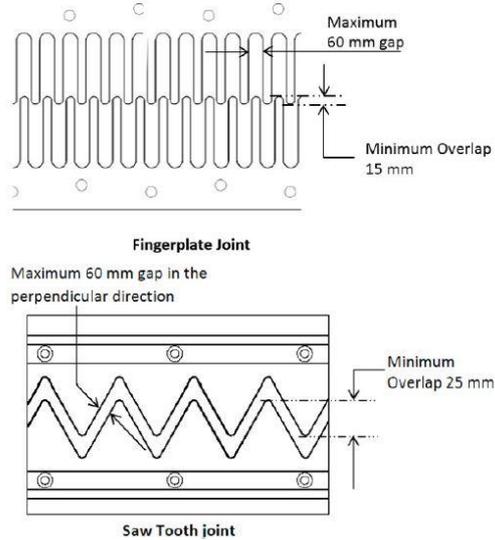


Fig. 2.4. 20: Juntas de peine. (Queen Island Government. Department of Transport and Main Roads, 2014)

2.4.10. Juntas de chapa deslizante

La junta está constituida por una placa de acero que puentea la holgura, anclada en un lado soporte y apoyada en el otro lado de la junta sobre otra placa de acero, revestida por un elastómero tal que permite el deslizamiento relativo. La cara superior de la junta está revestida con acabado antideslizante.

Es adecuada para tráfico ligero o aceras. El sentido del tráfico es único desde la zona de chapa deslizante a la zona de chapa de apoyo. El anclaje se realiza por pernos.

El rango horizontal puede llegar a los ± 200 mm sin superar los 3 mm en el rango vertical; sin limitación para el esvía. Requieren limpieza de mantenimiento, y un babero para la recogida de aguas.

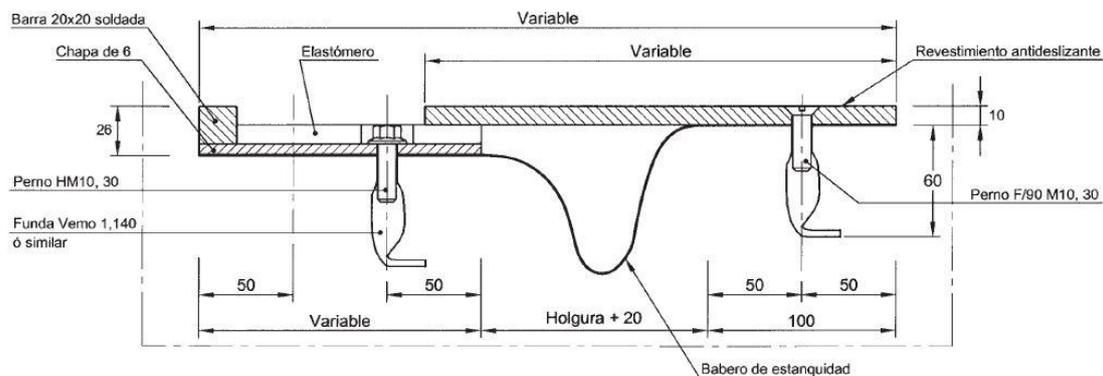


Fig. 2.4. 21: Juntas de chapa deslizante exterior. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)



2.4.11. Juntas en puentes semi-integrales e integrales

Los puentes semi-integrales e integrales siguen teniendo juntas de expansión, o juntas de control, pero con dos características fundamentales:

- El rango es inferior a dos pulgadas.
- Su emplazamiento se sitúa en el extremo de las losas de aproximación

Las juntas de control a disponer, pueden ser:

- Las de sellante con material elastomérico
- Las de sellado con perfiles elastoméricos
- Las de bandas de caucho fijadas con bordes metálicos o elastoméricos.
- Las de asfalto modificado

Todas tienen el problema de la durabilidad, tal y como se demuestra en la experiencia norteamericana y la gran inversión en investigación que se está haciendo para paliar el problema;(Reza, 2013) y (Chang & Lee, 2001). Muchas de las soluciones no alcanzan los dos años de vida útil antes de necesitar ser reemplazadas.

A continuación se representan esquemas de soluciones de estribos integrales o semi-integrales en los que se localizan las juntas de expansión.

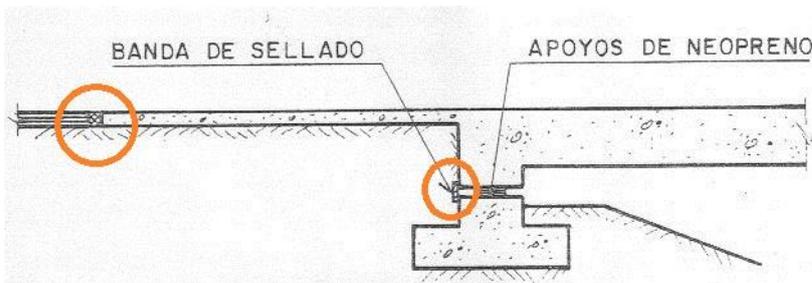


Fig. 2.4. 22: Juntas de puentes semi-integrales del tipo norteamericano. (Ministerio de Fomento, 2000)

De la figura anterior se resalta cómo los puentes integrales norteamericanos ahorran el espaldón de estribo y a cambio resuelven con una junta flexible la impermeabilización entre trasdós de estribo y junta entre tablero y meseta de estribo.

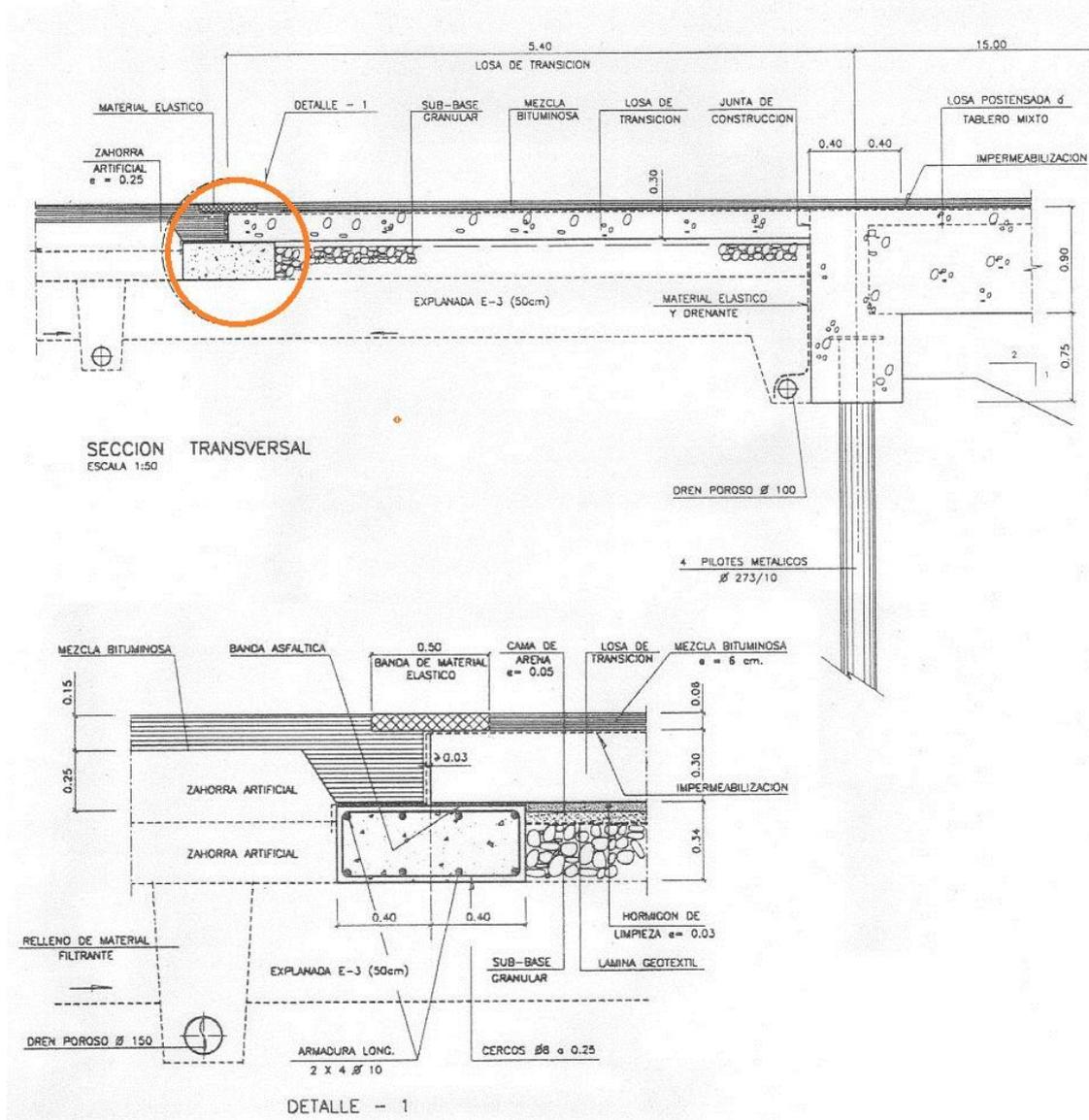


Fig. 2.4. 23: Puentes integrales con juntas en extremo de losa de aproximación. (Ministerio de Fomento, 2000)

El detalle anterior indica el detalle típico del estado del arte norteamericano en el que la investigación para la adecuación de la banda de material elástico a la máxima durabilidad es una de las prioridades de las administraciones de los estados norteamericanos (Reza, 2013).

2.5. Localización de la junta en función de la tipología del estribo

La *tipología del estribo* tiene gran influencia sobre la junta de expansión. Baste recordar que en los pliegos o especificaciones, no se garantiza la vida útil por parte



del fabricante industrial de la junta si no se mantiene en perfecto estado el pavimento anterior y posterior a la misma.

A todos los efectos prácticos, lo anterior quiere decir que el efecto "bump" influye en la durabilidad de la junta, el cual está influenciado grandemente por la losa de transición dispuesta y por el tipo de estribo. No tanto por el tipo de tablero al tener el tablero limitada la flecha por la normativa estructural. Aunque en el peritaje de los antiguos tableros, podría ser necesario tenerlo en cuenta.

Los tipos de estribos de puentes son múltiples y variados, pero una clasificación sencilla y genérica es necesaria para situar la junta en su contexto geométrico. En función de dónde esté localizada la junta de calzada, las posibles patologías que se generan por la degradación previa del resto de la estructura, son diferentes.

En el ámbito de este trabajo, los tipos de estribos de puente que nos podemos encontrar son fundamentalmente los siguientes:

- Estribos cerrados
- Estribos abiertos
- Estribos cargaderos sobre terraplén
- Estribos flotantes
- Estribos semi-integrales e integrales

Puede haber otros tipos de estribos, pero con los anteriores se abarca la gran mayoría de ellos.

En el estado del arte actual, la junta de calzada en estribo concentrada se coloca:

- Bien entre espaldón de estribo y tablero de viaducto
- Bien al final de la losa de transición en los puentes integrales y semi-integrales

A nivel mundial, la postura ante las juntas de calzada en estribos está claramente diferenciada en dos tendencias.

En los países anglosajones (U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration, 2011), escandinavos y Suiza se tienden a suprimir toda cuanta junta estructural pueden eliminar, independientemente de que sean de estribo, entre tramos de tablero o entre tablero y de pila.

En lo que se refiere la junta de calzada al final del tablero se elimina o simplifica la junta:

- Bien mediante ***estribos integrales*** en los que se suprime la junta de calzada entre tablero y estribo (British Standards Institute, 2008) o bien se traslada al final de la



losa de transición acotada en valor inferior a 2" (Caicedo, Wieger, Ziehl, & Rizos, 2011, pág. 9). En este caso se elimina también el apoyo sobre cabecero de estribo

- Bien mediante **estribos semi-integrales** en los que se conservan los apoyos de neopreno bajo tablero y sobre cabecero de estribo, trasladándose la junta de calzada para situarla sobre el trasdós del estribo, en el final de la losa de aproximación ejecutada en prolongación de la losa del tablero. Se consigue así la impermeabilización de estribo bajo tablero y la consiguiente protección de los apoyos de neopreno.

En el estado de Nevada, el manual de estructuras (Nevada Department of Transportation. Structures Division, 2008) se suprimen las juntas de expansión en estribos para movimientos esperados de media pulgada (12,7 mm), o lo que es lo mismo, carreras de una pulgada (25,4 mm), sólo se prevé una holgura de esa dimensión al final de la losa de aproximación o de transición que la separe del pavimento. Para movimientos mayores prevé junta de expansión en cualquier caso.

La siguiente tabla acota las limitaciones para la utilización de los puentes integrales y semi-integrales que prescribe por el DOT del Estado de Nevada:

Geometric Parameters	Abutment Type			
	Integral Abutment		Dozer Abutment	Seat Abutment
	Diaphragm with Footing	Diaphragm with Piles		
Maximum Length ⁽¹⁾				
Concrete	400 ft	250 ft	400 ft	Unlimited
Steel	250 ft	150 ft	250 ft	Unlimited
Maximum Flare ⁽²⁾	20%	10%	40%	Unlimited
Maximum Skew	30°	20°	30°	Unlimited
Maximum Curvature ⁽³⁾	10°	10°	10°	Unlimited

(1) Values are for cold climate per LRFD Article 3.12.2.1. Values may be increased by 20% in areas of moderate climate.

(2) Adjust diaphragm height to approximately balance soil pressures. Limitation does not apply to simple span bridges with diaphragm abutments.

(3) Central angle of a horizontal curve within the bridge limits or the difference in survey bearings of abutment centerlines.

LIMITS FOR ABUTMENT TYPES

Fig. 2.5. 1: Limitación para la utilización de puentes integrales. (NDOT [Nevada Department of Transportation], 2010)



La siguiente figura, que pasa a comentarse, recoge la evolución, de los estribos con juntas, a los estribos integrales; en Suiza.

En el caso a) se dispone de la junta para el apoyo del tablero sobre el alzado de estribo y entre losa de compresión de tablero y espaldón de estribo. Es de resaltar que se prevé un espacio entre espaldón de estribo y testas de tablero para permitir la revisión y mantenimiento de las cabezas de pretensado y de las juntas².

En el caso b) se prescinde del apoyo entre tablero y alzado de estribo, por lo que el tablero se apoya en la parte flexible del alzado desdoblado tal que permita las deformaciones longitudinales del tablero a la vez que la otra hoja de alzado contiene las tierras y el espaldón de estribo sobre el que se sitúa la junta.

El caso c) corresponde con un estribo semi-integral que, al contrario que los estribos norteamericanos, tiene la losa de transición enterrada bajo el paquete de firme de la calzada.

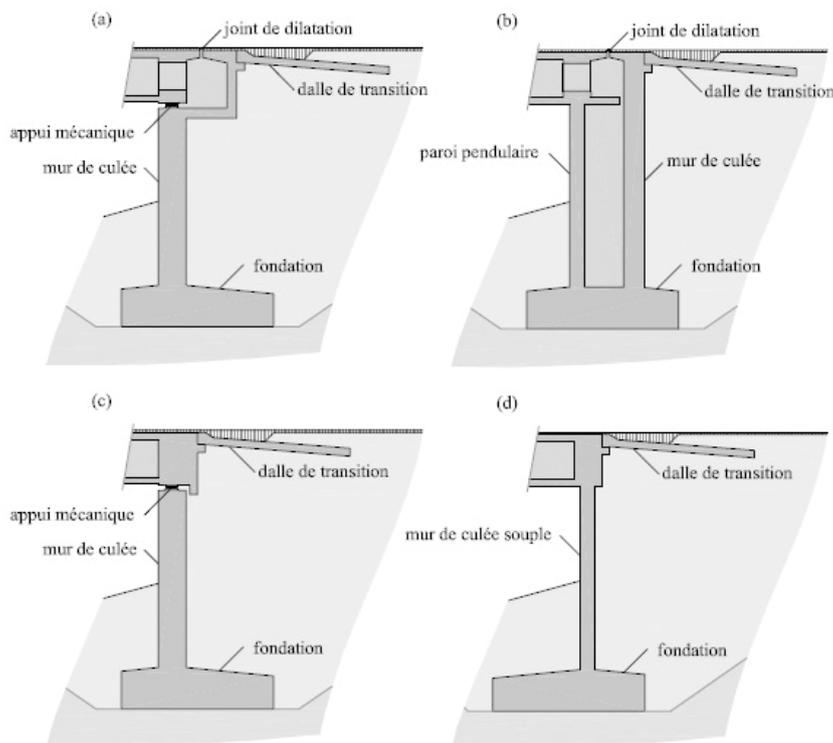


Fig. 2.5. 2: Evolución de la tipología estructural de los estribos en Suiza (Dreier, *Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux*, 2010, pág. 4)

² Según experiencia profesional de D. Carlos Alonso Cobo la posibilidad de inspección inferior de la junta es importante para el mantenimiento y rehabilitación de la misma. Su experiencia profesional también apunta a que “el paquete de firme ha de morir sobre la losa de transición, siendo muy importante que debajo de la losa de transición el material de relleno sea granular que esté rodeado por un geotextil”



El caso d) es un estribo integral sin juntas que se diferencia de los estribos integrales norteamericanos en que la lo superficie, sino que se entierra inclinada.

2.5.1. Estribos cerrados: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero

En los estribos cerrados es importante describir la sección principal de los mismos, en la que, el alzado de contención de tierras del trasdós, recibe en su testa la carga del vano extremo de tablero de estructura. Normalmente, el ancho del alzado está limitado por el espesor del apoyo del tablero; no suele ser inferior a 0,80-1,00 m por la necesidad de entrega tras apoyar el tablero sobre el eje de alzado.

La altura del alzado desde la base del mismo a la cara inferior del alzado suele ser un invariante en los cruces de vías, donde el gálibo necesario es del orden de 5,00 m, por lo que el alzado suele tener 6,00 m hasta la cota del apoyo de tablero.

Esto es importante porque se tiene un invariante geométrico fundamental para estimar los desplazamientos en cabeza de murete de estribo cuando se somete el alzado a fuerzas en la dirección longitudinal del tablero.

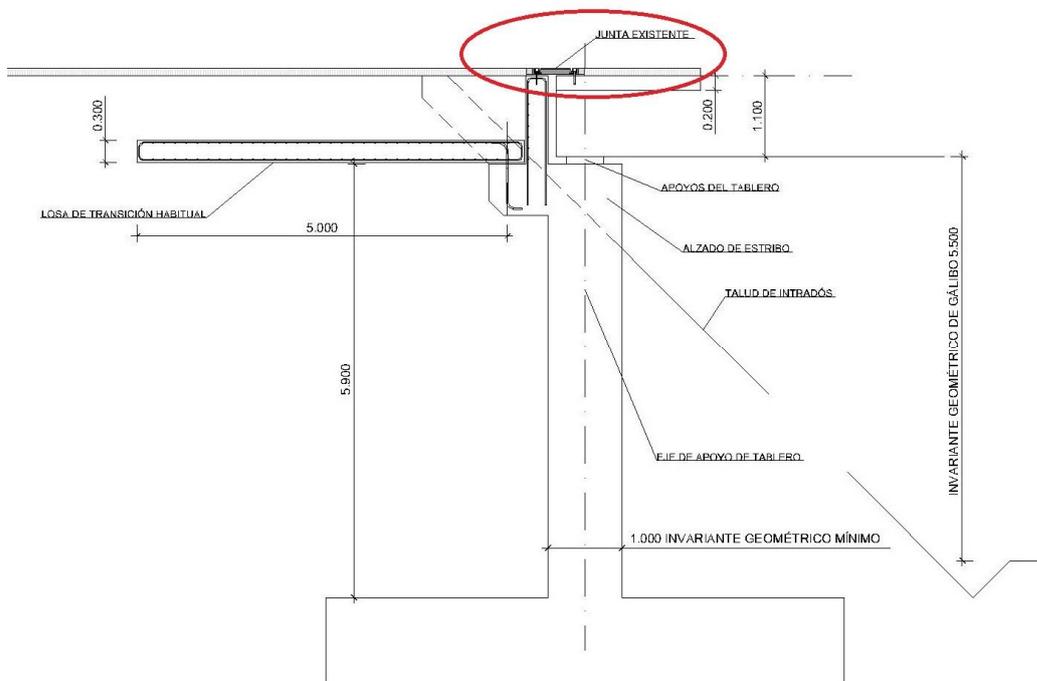


Fig. 2.5. 3: Estribo cerrado típico de paso superior de autovía con cimentación superficial y losa de transición correspondiente a firme flexible. Aletas de acompañamiento en vuelta. Elaboración propia basada en (Ministerio de Fomento, 1992).



El alzado se termina con el espaldón de estribo y una ménsula para apoyo de losa de transición soterrada en el caso de pavimento flexible y enrasada en superficie en caso de pavimento rígido.

La cimentación puede ser superficial o profunda a partir de un encepado.

En la figura anterior, la losa de transición se dibuja recta, pero sería mejor solución la inclinación a 10º como justifica Pacheco. Igualmente, el talud de intradós, puede estar o no estar por delante del alzado de muro, dependiendo de la configuración de los muros en vuelta.

Los estribos cerrados se suelen acabar con aletas de acompañamiento del terraplén o con muros en vuelta. Los muros en vuelta suelen disponer aletas en prolongación del talud de acuerdo del terraplén de acceso.

A continuación se platea el estribo solidario de un viaducto doble de una autovía con calzada en cada sentido.

Normalmente, la losa de transición sólo apoya en una ménsula en trasdós de alzado principal de estribo.

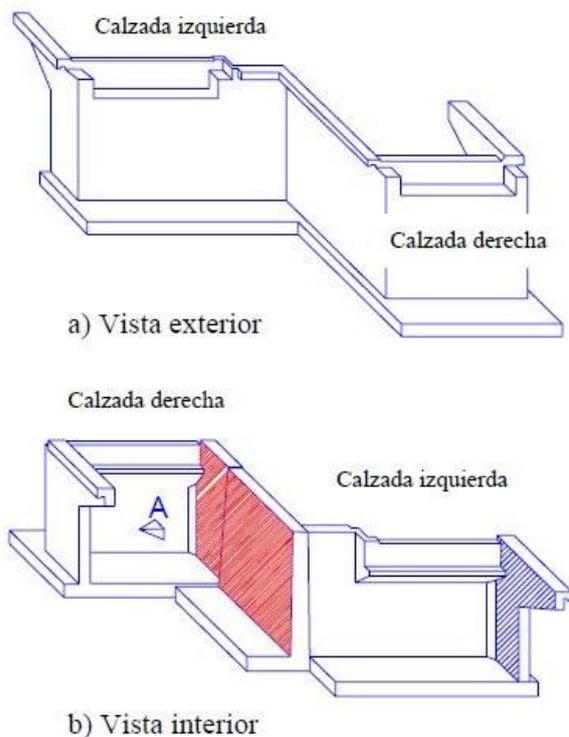


Fig. 2.5. 4: Estribo cerrado típico de viaducto de autovía con doble calzada y mediana intermedia con cimentación superficial y losa de transición correspondiente a firme flexible de la que se representa sólo la ménsula de apoyo en alzado. (Pacheco Monteagudo, 2005)



La siguiente figura indica cómo los muros en vuelta confinan el terreno bajo la losa de transición. Esto es fundamental si se quiere evitar la fuga de finos bajo losa de transición por efecto combinado del tráfico y de los ciclos térmicos.

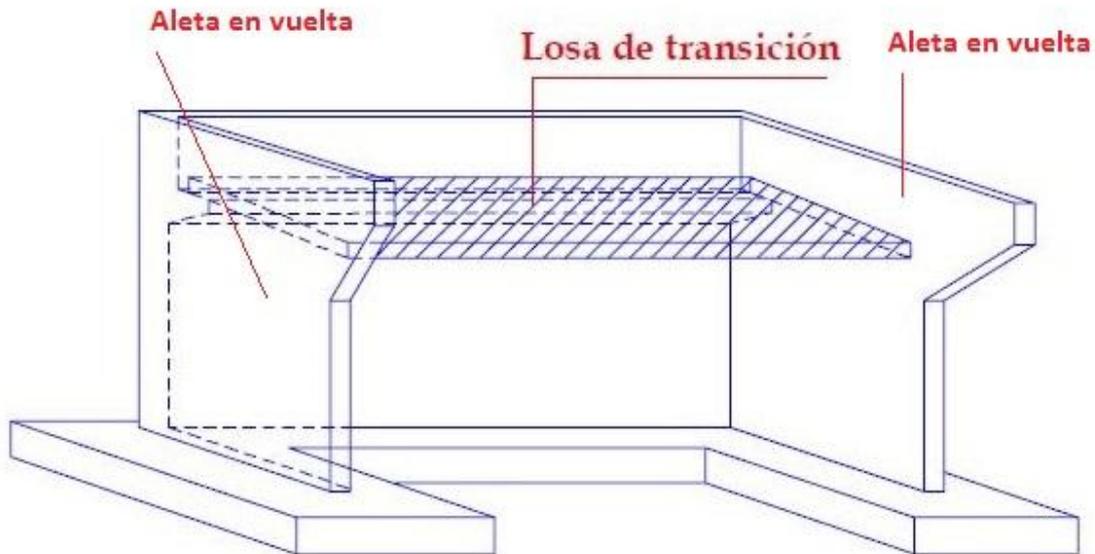


Fig. 2.5. 5: Estribo cerrado típico de una calzada con cimentación superficial y losa de transición correspondiente a firme flexible entre aletas de acompañamiento en vuelta.(Pacheco Monteagudo, 2005)

2.5.2. Estribos abiertos: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero³

La siguiente figura indica la sección tipo de un estribo abierto. El cabecero de apoyo del tablero descansa sobre fustes embebidos en el terraplén de acceso. Este terraplén de acceso tiene difícil compactación. El efecto combinado de las acciones térmicas y del tráfico, así como la circulación del agua, si no se drena adecuadamente, hacen esta tipología especialmente sensible al descalce de la losa de transición y a la formación del efecto “bump”.

³ Según experiencia profesional de D. Carlos Alonso Cobo, “los estribos abiertos dan muchos problemas por el relleno ya que no se pueden compactar bien; lo mejor sería hacer un bloque técnico con suelo cemento como es usual en el AVE”

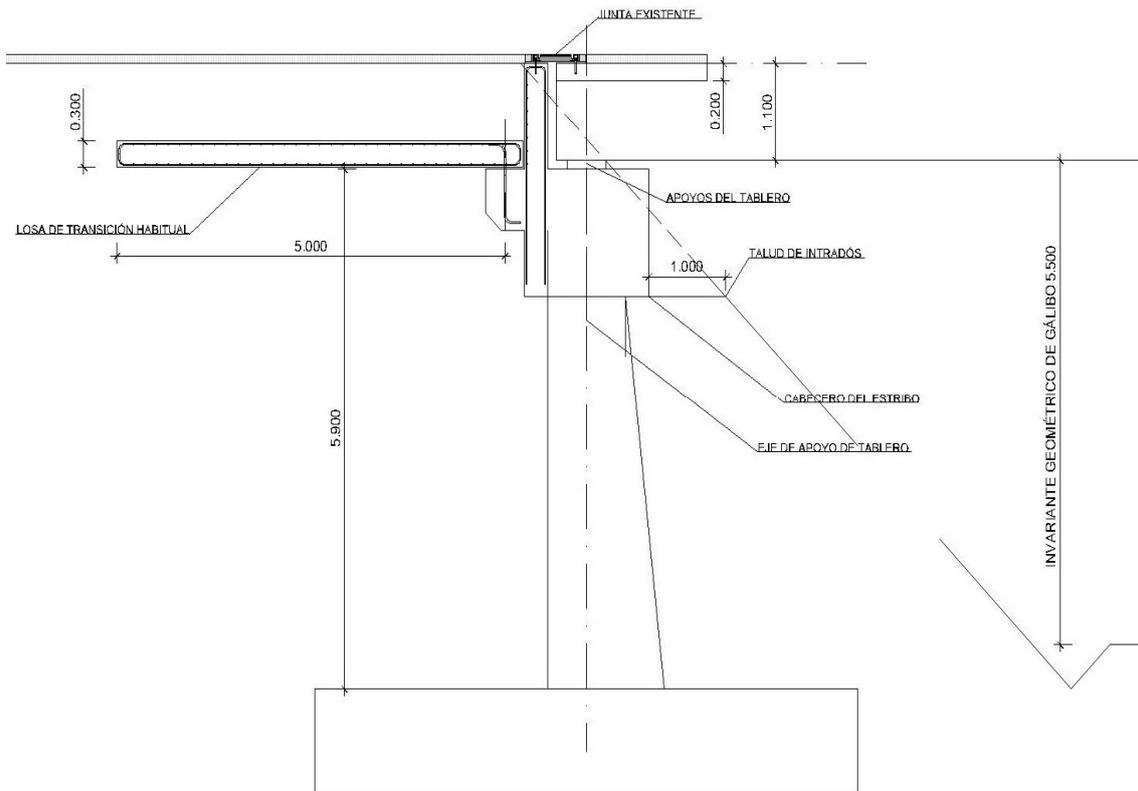


Fig. 2.5. 6: Estribo abierto típico de paso superior de autovía con cimentación superficial y losa de transición correspondiente a firme flexible. Terraplén frontal derramando entre fustes de alzado. Elaboración propia basada en (Ministerio de Fomento, 1992). Nota: talud de terreno sin escala.

Nuevamente la altura de fustes de estribos es aproximadamente un invariante geométrico para los pasos superiores de una línea (o líneas) de comunicación. La cimentación de los fustes puede ser superficial o profunda.

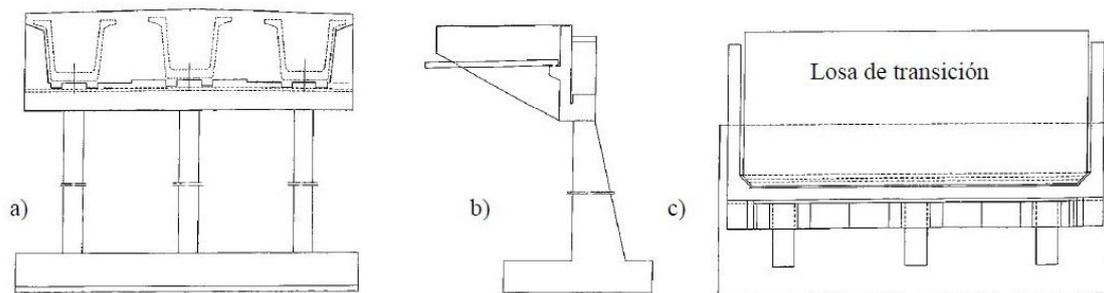


Fig. 2.5. 7: Estribo abierto típico de paso superior de autovía con cimentación superficial y losa de transición correspondiente a firme flexible. Alzados frontal (a) y lateral (b) y planta (c). (Pacheco Monteagudo, 2005)

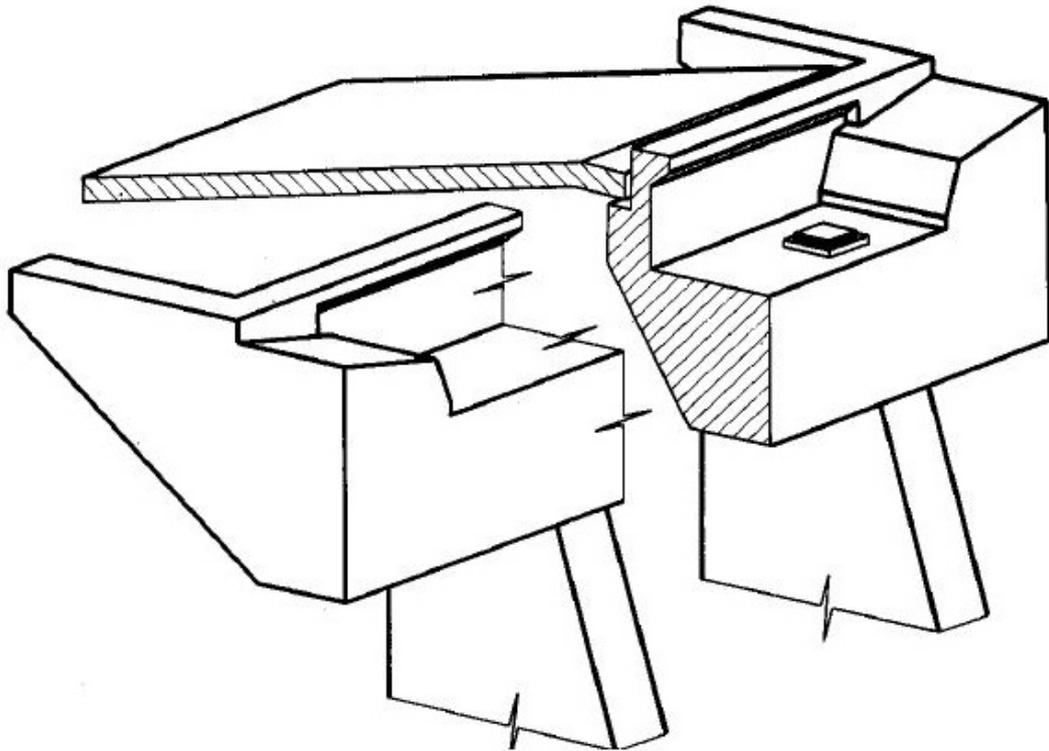


Fig. 2.5. 8: Estribo abierto. Perspectiva. (Arenas & Aparicio, 1984)

Los propios fustes pueden ser pilotes, con lo que el encepado puede ser el propio cargadero tal y como se indica en la siguiente figura.

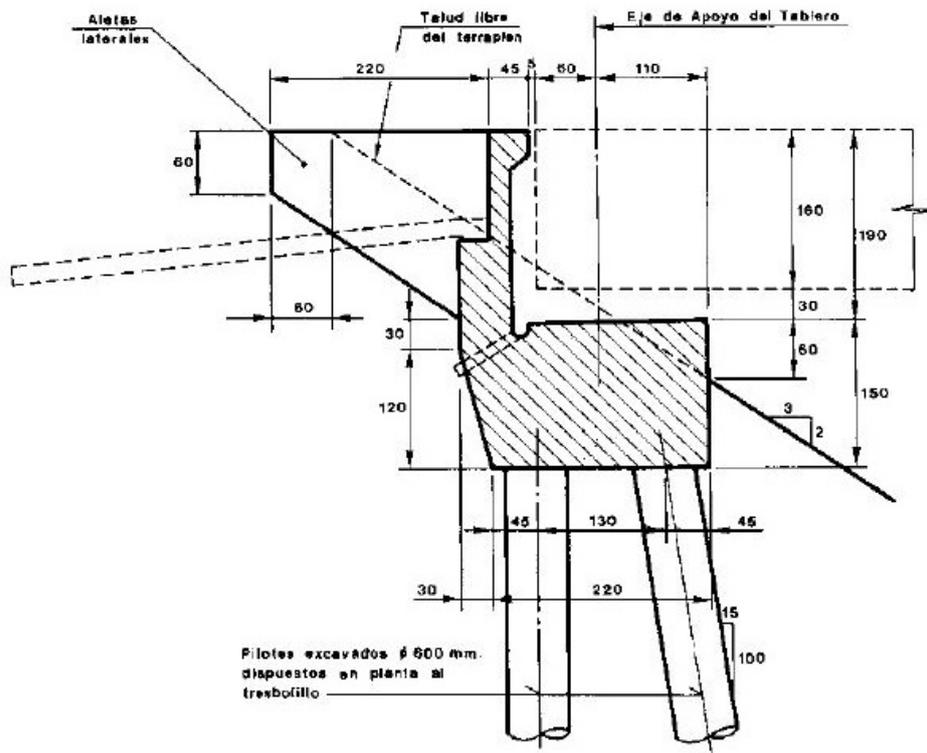


Fig. 2.5. 9: Estribo abierto. Durmiente sobre pilotes. (Arenas & Aparicio, 1984)

2.5.3. Estribos cargaderos sobre terraplén: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero

Los estribos cargaderos se cimentan sobre el propio terraplén. Las juntas se ven pues afectadas por el asiento diferencial de la zona bajo cargadero con respecto a la zona de tronco de terraplén trasdosado.

Según la experiencia profesional de D. Carlos Alonso Cobo, este tipo de soluciones *“funciona bien si es un sólo vano o tableros de vigas con juntas en primera y última pila. En puentes continuos se ha de hacer un apoyo a media madera, y la losa de transición realmente no suele ser necesaria”*.

La razón es que, el asiento del estribo respecto a la pila adyacente suele ser mayor, por lo que el asiento diferencial entre ambos apoyos genera fuertes esfuerzos en un tablero continuo.

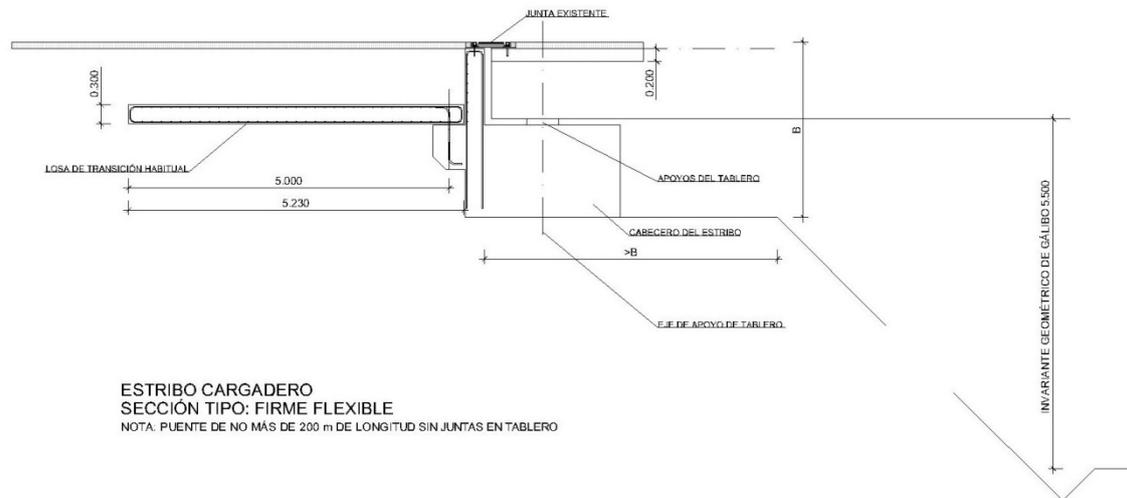
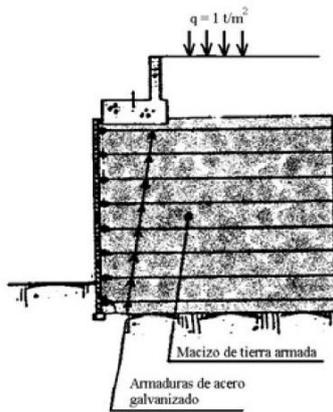


Fig. 2.5. 10: Estribo cargadero sobre terraplén. Elaboración propia.

2.5.4. Estribos flotantes: junta entre espaldón de estribo y losa de compresión del tablero

La siguiente figura recoge la tipología de los estribos cargadero. Estos estribos tienen como principal característica la necesidad de controlar los asientos del estribo, que pueden llegar a ser muy importantes. Es muy recomendable la disposición de tableros con vano adyacente biapoyado para asumir los asientos diferenciales, o bien tener en cuenta estos asientos diferenciales en el dimensionamiento de dicho tablero.



**FLEJES CORROIDOS POR
FILTRACIÓN DE SALMUERA POR
LA JUNTA Y LA FALTA DE DRENAJE**



Fig. 2.5. 11: Estribo flotante.(Arenas & Aparicio, 1984). Y patologías en flejes por filtraciones de agua con salmuera a través de la junta (Cortesía de D. Carlos Alonso Cobo)

La siguiente figura recoge la tipología de los estribos cargadero atendiendo a los muros de acompañamiento en Estados Unidos de América.

De los cuatro tipos de estribos cargaderos, el que tiene los muros en vuelta hacia el trasdós de estribo es el que mejor evita el efecto “bump” al confinar el terreno en contacto con el espaldón de estribo.

Los efectos térmicos cíclicos del tablero se transforman en acciones que comprimen y descomprimen el terreno del trasdós. Estas acciones actúan en combinación con los



efectos del tráfico sobre trasdós de estribo. Ante esta combinación de acciones, es la solución (b) la que mejor se comporta al tener confinada la cuña de relleno.

Las acciones cíclicas térmicas son mayores cuanto menor es la deformabilidad de los neoprenos bajo tablero, tal y como se demostrará más adelante. Lo cual es fundamental para diagnosticar ciertas patologías del efecto “bump”.

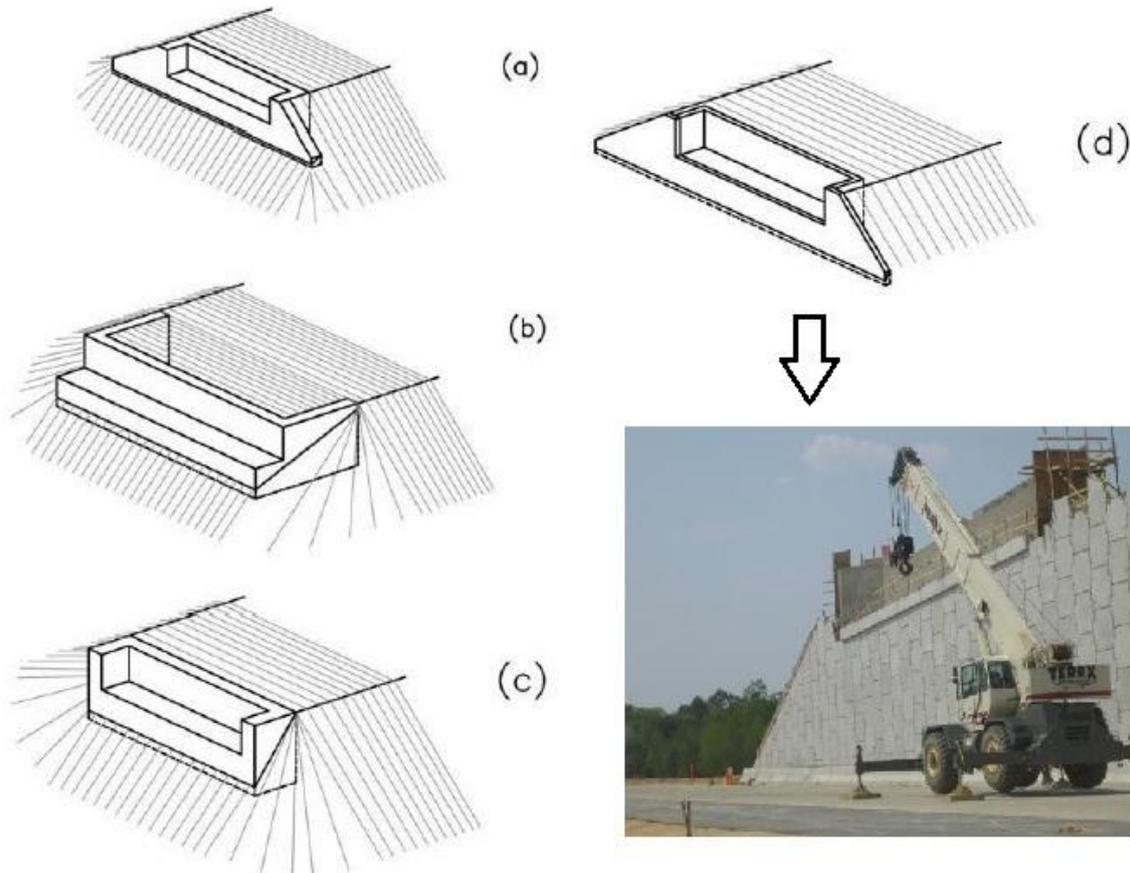


Fig. 2.5. 12: Tipología estructural de los estribos en Estados Unidos de América. (a) estribo cargadero con aletas de acompañamiento transversales. (b) estribo cargadero sobre terraplén con aletas en vuelta hacia el trasdós. (c) estribo cargadero con aletas en vuelta hacia intradós (d) Estribo flotante con aletas de acompañamiento transversales. (FHWA [Federal Highway Administration], 2012, pág. 32 y 34)

2.5.5. Estribos semi-integrales e integrales: junta al final de la losa de transición

La siguiente figura esquematiza la ***solución de puente integral de diafragma cimentado en línea de pilotes metálicos*** e indica la localización de la junta de calzada.

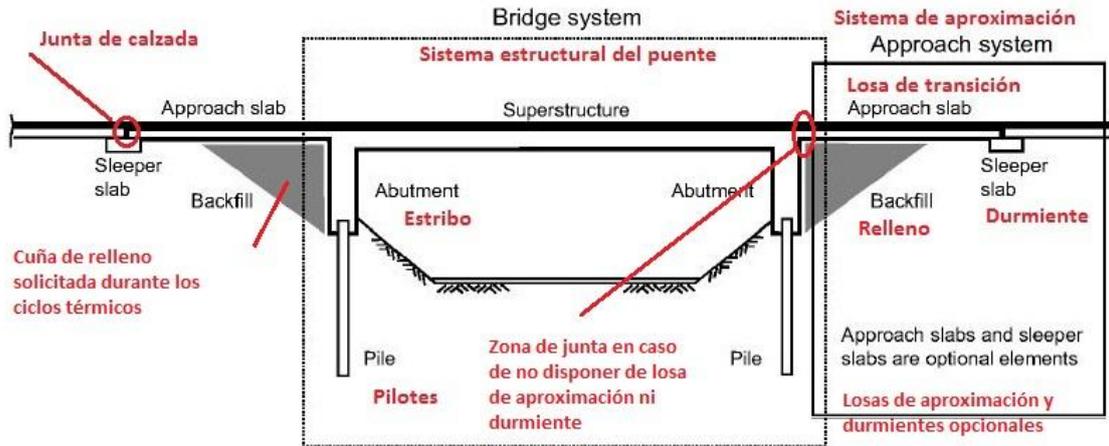


Fig. 2.5. 13: Estribos de puente integral típicos de los Estados Unidos. (Arsoy, Barker, & Duncan, 2002)

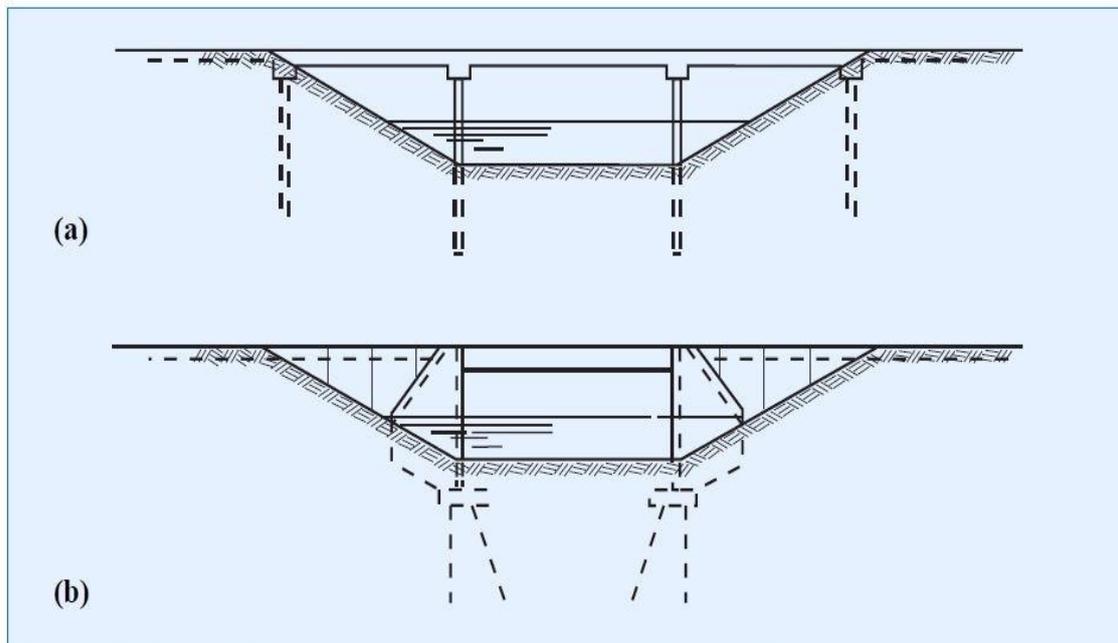


Fig. 2.5. 14: Comparativa entre puente integral norteamericano y la tecnología europea convencional. (Martin P. Burke, 1993)

La figura anterior es un ejemplo muy visual de cómo se ejecuta en Norteamérica en contraposición con Europa. Para salvar el mismo vano, la solución norteamericana gasta en tablero prefabricado, mientras que la europea emplea los recursos en los estribos. La primera conserva mejor el cauce hidráulico que la segunda. La primera tiene un procedimiento constructivo mucho más sencillo que la segunda.

En cuanto a las juntas, la solución integral necesita juntas de expansión al final de la losa de transición cuando los movimientos esperados superan la media pulgada.

Cuando el tráfico no es muy pesado, se puede prescindir de la losa de aproximación, pero lo único que se hace es trasladar la junta al plano del trasdós del estribo en la zona de contacto con el pavimento.



A efectos prácticos, esto se puede hacer con longitudes de tablero simétrico menores de 40 m (130 ft) y 60º de rango térmico equivalente que dan movimientos en zona de junta de media pulgada o 12,5 mm.

La principal limitación para el empleo de estribos integrales es que el movimiento de la junta de control no puede ser mayor de 2" o 50 mm es decir de +25 mm desde el momento en que es ejecutado el puente. Tal y como se indica en dos normativas de referencia diferentes: la estadounidense (AASHATO [American Association of State Highway and Transportation Officials], 2012) y la suiza (OFROU [Office fédéral des routes], 2010).

Una demostración mediante ensayos virtuales se puede encontrar en la tesis de Dreier (Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux, 2010).

La siguiente figura recoge la tipología típica de estribos integrales y semi-integrales desarrollados en **Canadá** -que siguen parámetros parecidos a los estadounidenses.

El estribo integral recogido en la figura es apto **para terrenos muy competentes**, dada la pequeña dimensión de la zapata.

El drenaje bajo testa de tablero de estribo semi-integral pretende evitar la afectación por el agua de los apoyos de tablero.

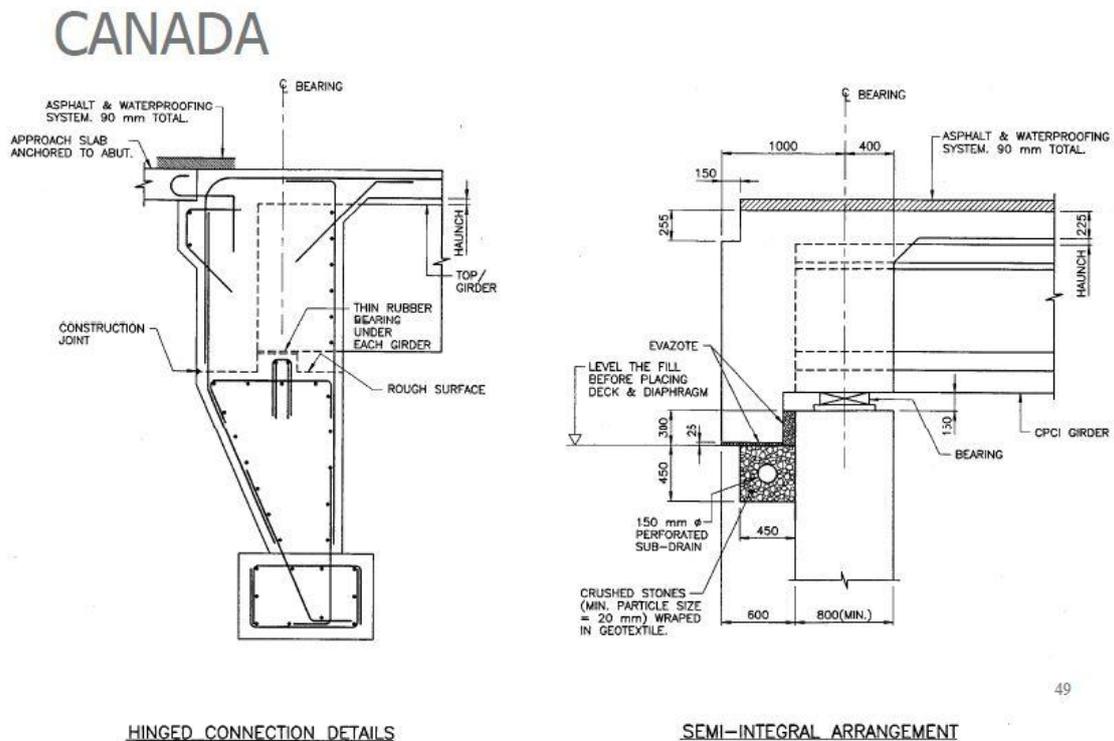


Fig. 2.5. 15: Estribos de puente integral y semi-integral en Canadá. (Herrero, 2013)



La siguiente figura recoge la tipología típica de **estribos integrales desarrollados en Irlanda** que varía respecto a los anteriores. La inversión estructural en infraestructura es mucho mayor al disponer de cimentación superficial y alzado de estribo de hormigón en comparación con el cargadero sobre pilotes metálicos.

Es de resaltar que en este caso, la losa de transición puentea entre el estribo y la parte compactada de terraplén del trasdós. La parte de relleno en contacto con alzado de estribo se dispone sin compactar para que los efectos térmicos no provoquen sobreesfuerzos sobre el alzado de muro.

Es importante resaltar que el extremo de la losa de transición sigue necesitando de una junta de control que se resuelve con una junta de pavimento asfáltico modificado.

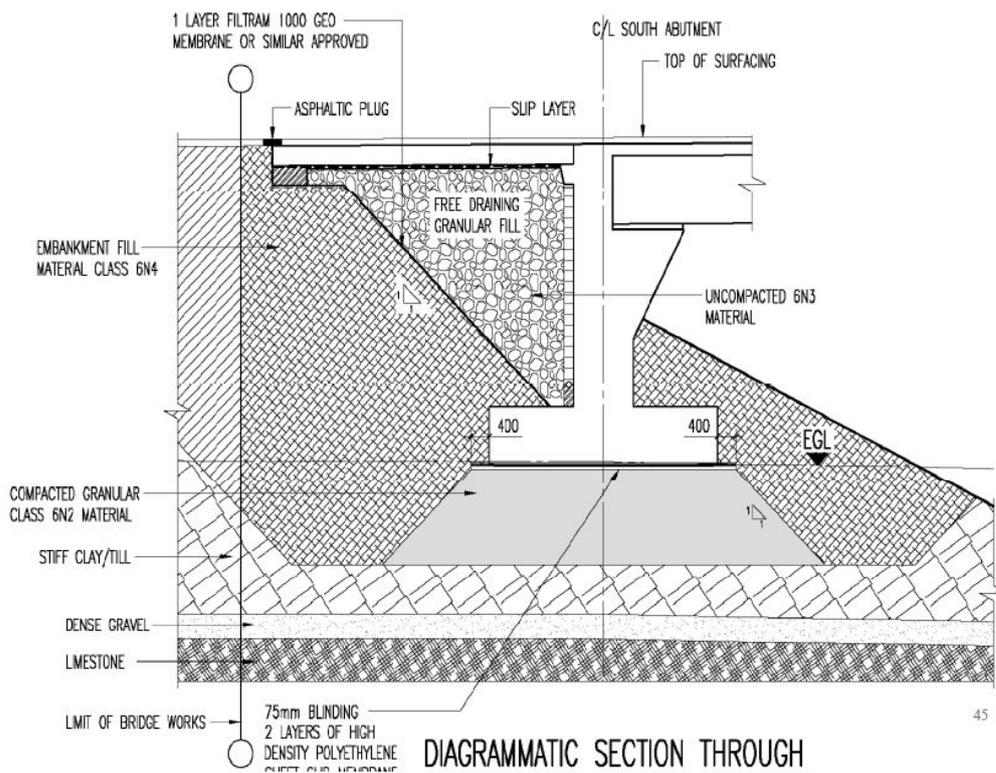


Fig. 2.5. 16: Estribos de puente integral en Irlanda.(Herrero, 2013)

La siguiente figura recoge la tipología típica de estribos integrales y semi-integrales desarrollados en el **estado de Virginia**.



VIRGINIA

• Soluciones de estribos

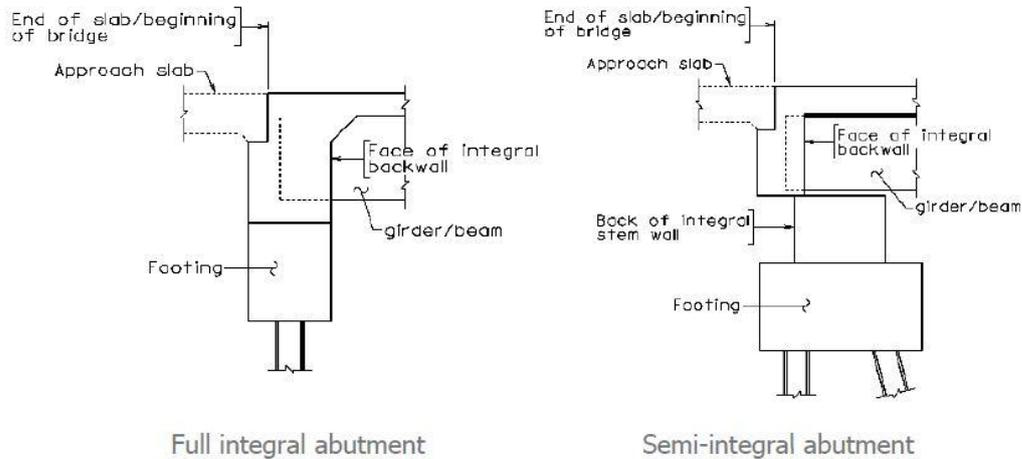


Fig. 2.5. 17: Estribos de puente integral en el Estado de Virginia, USA. (Herrero, 2013)

2.6. Antecedentes históricos a la junta integral de estribo.

Los antecedentes a la junta integral de estribo son dos principalmente, uno tradicional y otro absolutamente contemporáneo: los puentes de fábrica (Heyman, 1995) y la junta de bloqueo en desarrollo por parte del proyecto de investigación multilateral ya mencionado (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014).

2.6.1. El puente de fábrica

Históricamente los puentes de hormigón y metálicos o mixtos, siempre han tenido juntas en los estribos. No así los de piedra o sillería, como en el puente de Alcántara. La razón fundamental es que los puentes de sillería, o acueductos, correctamente concebidos, tienen una junta en cada paramento entre sillares que en conjunto cumplen las funciones de permitir movimientos y soportar las cargas, pero con una luz de trabajo mucho menor ante las acciones del tráfico (Heyman, 1995).

Es precisamente el puente de fábrica el inspirador de la junta integral de estribo; volver a la forma de resolver los problemas de dilatación y contracción que también sufrían y conocían los constructores antes de la aparición de los materiales de la revolución industrial.



Fig. 2.6. 1: Puente de fábrica sobre el río Carrión. Antes de su rehabilitación; proyecto de la misma del autor.

Todos los puentes de sillería son puentes integrales caracterizados por su constitución a base de sillares rellenos por material granular que permite la evacuación de las aguas. Tienen además gran inercia térmica.

Hay otros puentes históricos se han ejecutado sin juntas en extremos, entre los que cabe citar:

- El puente de Coalbrookdale (*the Iron Bridge*; 1777-1781 Thomas Pritchard), arco metálico de 30 m d luz.
- El puente de Veudre sobre el río Allier (1910, Eugène Freyssinet). Puente de tres vanos en arco de longitudes 64-72-64 ejecutado en hormigón armado, pero que fue destruido en 1944



2.6.2. La tendencia a la supresión de juntas en tableros de puente

La eliminación de juntas en estructura, permite mejorar los costes de mantenimiento y la seguridad, el confort y la economía en la conducción, por lo que la tendencia de la técnica ha ido en búsqueda de su supresión (Navareño Rojo, 2012).

Así, en el caso de los pasos superiores de autovía, en la evolución hacia la estructura integral, primero se suprimen las juntas intermedias de tablero sitas sobre pila.

Luego se suprimen los apoyos articulados encima de las pilas, generando nudos rígidos entre tablero cabezas de pilas. Esto se consigue a base de dar mucha flexibilidad a las pilas en la dirección de los movimientos termohigrométricos del tablero. (ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural], 2013).

También se consigue teniendo en cuenta en el cálculo de la deformabilidad del terreno de apoyo de la cimentación de zapatas, lo que reduce sensiblemente los momentos inducidos por las acciones térmicas, la retracción y la fluencia. (Dreier, Influence of soil-structure interaction on structural behaviour of integral bridge piers, 2008). Adicionalmente se introducen en el cálculo los efectos beneficiosos de la fluencia en las uniones en cabeza y pie de pilas.(Fernández Ruiz, 2003) y (Petschke, 2010)

En última instancia se suprimen también los apoyos de tablero sobre estribos integrales, quedándose sólo las juntas de control en los extremos de las losas de transición, porque los movimientos no se pueden evitar del todo.(THA [The Highways Agency], 2003).

La utilización de estribos integrales tiene sus limitaciones actualmente, pero dado el beneficio que resulta de disminuir al máximo los costes de inspección, mantenimiento y rehabilitación, la investigación está empujando en la dirección de ampliar el rango de aplicación de las estructuras integrales.

El siguiente esquema resume la evolución histórica para la supresión de juntas en un paso superior de autovía (Ministerio de Fomento, 2000).

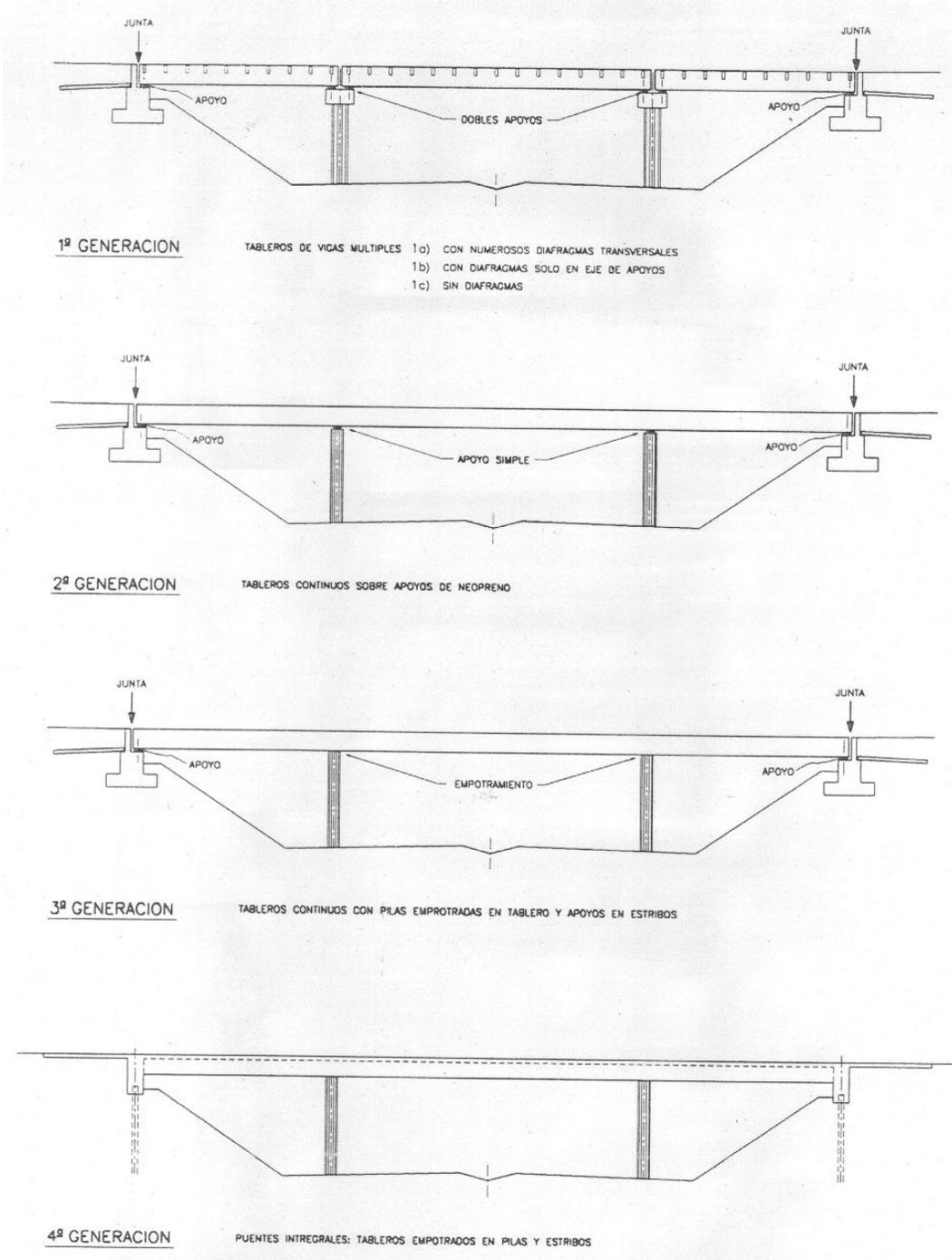


Fig. 2.6. 2: Esquema de evolución hacia puentes integrales. (Ministerio de Fomento, 2012, pág. 9)

De forma parecida se adenda el esquema de evolución para la supresión de juntas en los pasos superiores de Suiza. La variación con respecto a la figura anterior está en la consideración de los tramos con apoyos a media madera que disminuyen el número de juntas a la vez que permite un sistema constructivo que respeta al máximo el tráfico bajo el nuevo tablero durante la construcción.

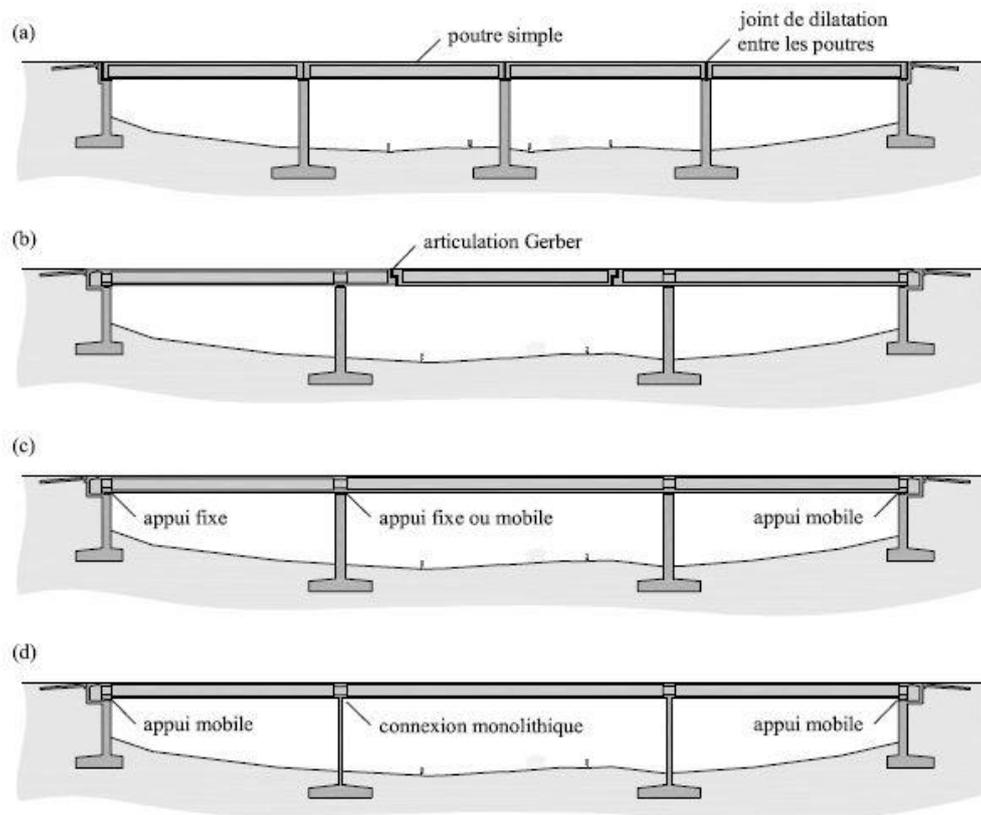


Figure 1.5: *Types de pont avec joints; (a) pont composé de poutre simples ; (b) pont munis d'articulations Gerber ; (c) pont fixe ; (d) pont flottant*

Fig. 2.6. 3: Esquema de evolución hacia puentes integrales. (Dreier, Interacción sol-structure dans le domaine des ponts intégraux, 2010, pág. 5)

Es importante recordar el problema de mantenimiento resultante de la utilización de apoyos a media madera, que no deberían utilizarse sin consideración del protocolo de mantenimiento de los mismos.

2.6.3. Puentes integrales: razones para su utilización

La búsqueda de soluciones integrales es el resultado de la explotación de las vías carreteras y la cuantificación de los costes de mantenimiento de sus estructuras.

Todas las administraciones propietarias de las vías, así como las concesionarias privadas, van en busca de soluciones que eviten o disminuyan el coste en mantenimiento.

Las razones fundamentales para realizar juntas integrales son (Ministerio de Fomento, 2000):



- **Eliminación del coste de mantenimiento de la junta** y de los cortes de vías asociados así como la disminución del coste de inspección.
- **Conducción más económica** de los vehículos por encima al no perderse energía en el impacto de las ruedas contra el escalón que supone la junta
- **Mayor estanqueidad** de la plataforma de circulación
- **Conducción más segura**, especialmente para las motocicletas; muy sensibles cuando la junta está esviada respecto a la dirección de circulación.

2.6.4. Problemática de los puentes integrales

La principal razón histórica de peso para no suprimir las juntas en los puentes de longitudes de hasta 200 metros es la mayor facilidad de justificación de las estructuras con juntas, ya que no existen metodologías fiables de cálculo que correspondan a una tipología constructiva integral aceptada globalmente.

La Asociación Científico Técnica del Hormigón ha realizado un trabajo de referencia con la experiencia española para suministrar herramientas de cálculo de estructuras integrales cristalizado en su publicación más reciente al respecto.(Proyecto de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas, 2013)

La problemática cualitativa de las estructuras integrales en los puentes se resume en la siguiente tabla.

PROBLEMAS DE LOS PUENTES INTEGRALES		
REF	DESCRIPCIÓN	LUGAR
1	Fisuras en estribos y aletas por incremento de carga del terreno	estribos
2	Esviaje máximo 30º	estribos
3	Preferible en puentes cortos	genérico
4	Baches en extremos del puente o en losas de transición	estribos
5	Se obliga a pilotar los estribos y no se permiten pozos de cimentación	estribos
6	Falta de método científico y de determinación de acciones térmicas	genérico
7	Se necesitan apeos provisionales en puentes prefabricados	estribos
8	Grúas de plumas largas en colocación de vigas prefabricadas	tablero
9	No hay detalle de buena práctica en losa de transición	estribos
10	Losas de transición de mayor longitud	estribos
11	Limitan ampliaciones	estribos
12	Fisuras en vigas o diafragmas de estribo	estribos
13	Aletas independientes de los estribos	estribos
14	Erosión de terraplenes por infiltración de agua	estribos
15	Estribos en ladera de pendiente problemáticos	estribos
16	Sensibilidad a los asentamientos diferenciales	genérico
17	Efecto sobre el tablero a considerar	genérico

Tabla 8: Problemática de las estructuras integrales. Elaboración propia a partir de (Ministerio de Fomento, 2000)

Al objeto de minimizar los problemas de las estructuras integrales o semi-integrales, las soluciones norteamericanas tienden a decalar la junta de estructura encima del



trasdós de estribo en una zona donde se favorecen las labores de mantenimiento así como la impermeabilización y el adecuado drenaje del agua evitando, en mayor medida, los daños provocados por la escorrentía y las sales fundentes que pudieran afectar el hormigón de estribo y los aparatos de apoyo -en caso de puentes semi-integrales.

2.6.5. Alcance internacional de los puentes integrales

La siguiente tabla aproxima el alcance de los puentes integrales en longitud y esviaje de los viaductos integrales en función de la geografía (Ministerio de Fomento, 2000):

LONGITUD DE PUENTE INTEGRAL OBLIGADO			
NORMA	LONGITUD	ESVIAJE	COMENTARIO
UK	<60	<30	sin cálculos
SUIZA	<30		sin cálculos
DINAMARCA	<100		sin cálculos
TENNESSEE	<120	<45	
OHIO	<90	<30	
ILLINOIS	<60	hormigón	acero
ILLINOIS	<90	<30	HORMIGÓN
IOWA	<90	<45	croquis
IOWA	<45	>45	croquis
CALIFORNIA			croquis
NORTH DAKOTA	<100	<30	croquis
PENNSYLVANIA			croquis
UD	m	º	-

Tabla 9: Longitudes y esviajes en función de la geografía. (Ministerio de Fomento, 2000)

2.6.6. Ejemplos de estribos en puentes integrales y semi-integrales

Los tipos de estribos integrales pueden ser:

- Estribos integrales con diafragma rígido o articulado sobre pilotes metálicos
- Estribos integrales con diafragma rígido o articulado sobre pilotes de hormigón prefabricado
- Estribos integrales con diafragma sobre zapata

A continuación se muestran una serie de figuras en las que se definen diferentes soluciones constructivas para los estribos integrales indicados anteriormente.

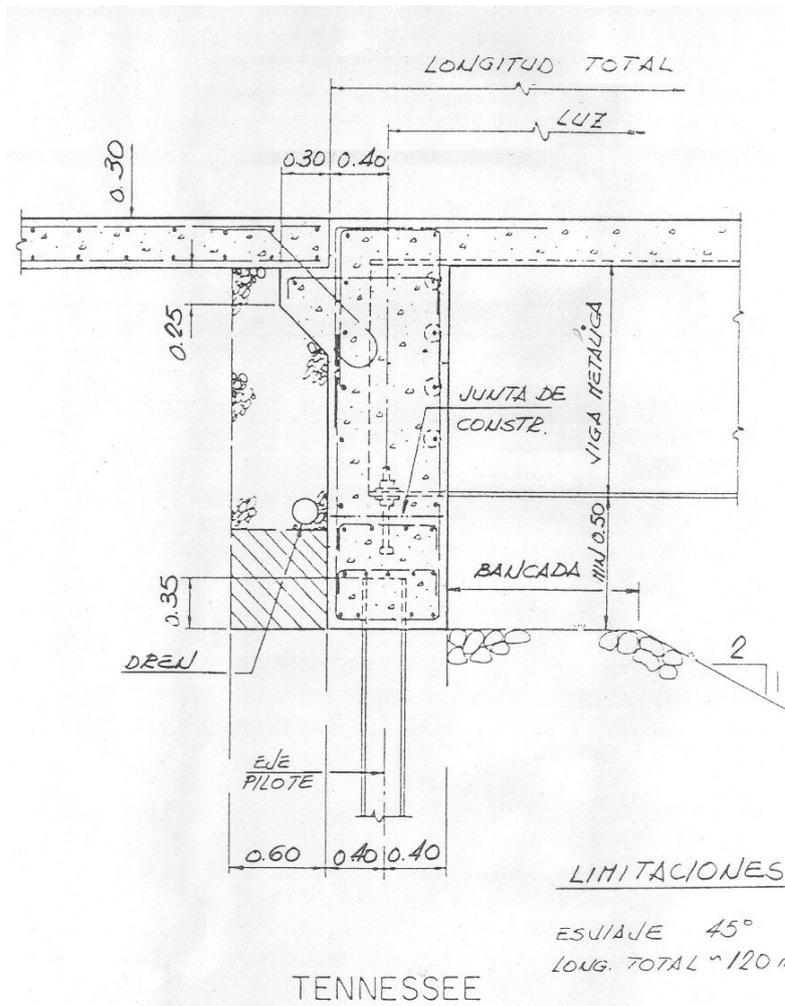


Fig. 2.6. 4: Estribo integral norteamericano con diafragma rígido sobre pilotes metálicos. (Ministerio de Fomento, 2000, pág. 27)

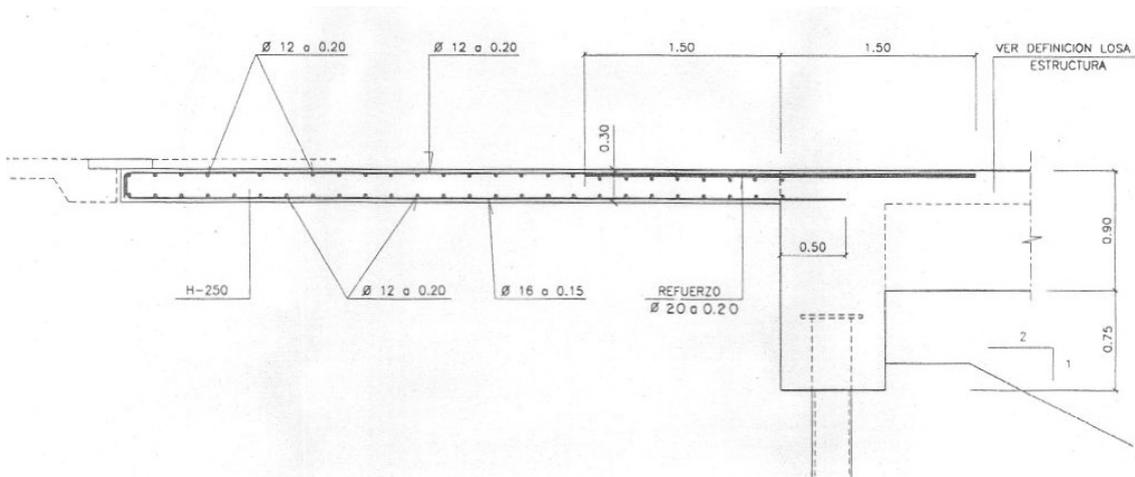


Fig. 2.6. 5: Estribo integral en el que se muestra el armado de la losa de transición]. (Ministerio de Fomento, 2000, pág. 64)

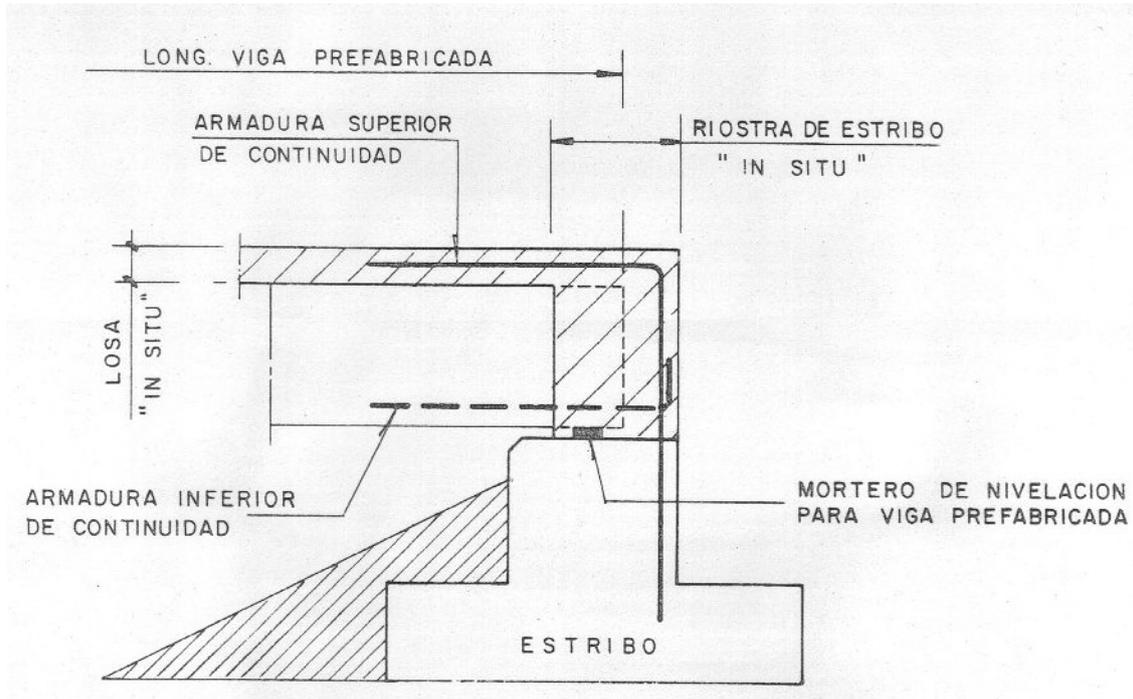


Fig. 2.6. 6: Estribo integral según recomendaciones británicas BA 57/95 Parte 8 la junta se dispone a continuación de los extremos de tableros [III]. (British Standards Institute, 2008)

Al respecto de la solución de **estribos integrales británicos** la norma dice explícitamente: "The longitudinal movement of integral abutments should be limited to $\pm 20\text{mm}$ (nominal, 120-year return period) from the position at time of restraint during construction." (THA [The Highways Agency], 2003).

La siguiente figura recoge la clasificación de puentes integrales o semi-integrales que contempla la normativa británica.

La solución a) se contempla en marcos de longitudes cortas, pudiéndose ampliarse algo dicha longitud para la solución b). La solución c) versiona la solución norteamericana, pero dispone los pilotes metálicos tan juntos que permite evitar el talud de vertido de terreno por el intradós. Aunque podría ser un error de dibujo.

La solución d), con zapata-diafragma sobre la cabeza del desmorte se dispone por imposibilidad de hincar los pilotes. Por lo general, necesita una superficie deslizante en base de zapata y un adecuado compactado y confinado del relleno de la explanada que confluye contra la testa lateral de la zapata-diafragma.

Las soluciones e) y f) plantean una pantalla término que empuja el terreno ante los ciclos térmicos. La solución e) es un estribo semi-integral, no así la f) que es integral.

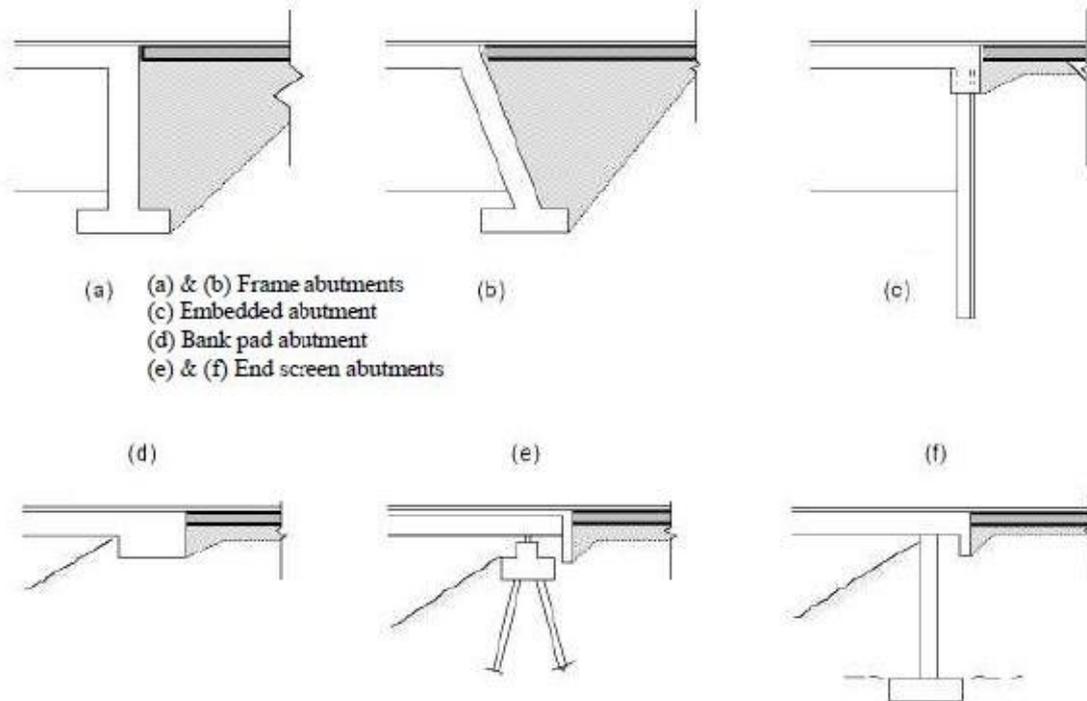


Fig. 2.6. 7: Estribos integrales según recomendaciones británicas.(THA [The Highways Agency], 2003)

2.6.7. Supresión de juntas por bloqueo de junta en estribo

Dada la importancia de este antecedente en concreto, se pasa analizar expresa e íntegramente esta publicación: **“Supresión de juntas en puentes existentes. Solución mediante bloqueo”**(León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014).

Este artículo está basado en un programa de auscultación de obras de paso de la realidad constructiva española iniciado en 2010 que pretende derivar en soluciones constructivas para la supresión de juntas de calzada.

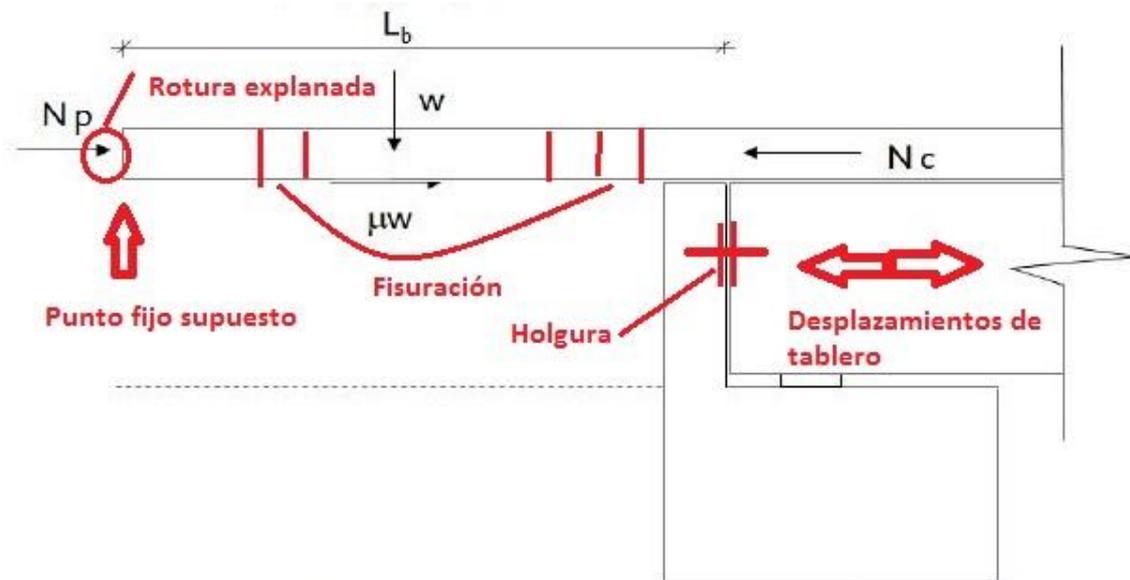
Las motivaciones y el interés en la supresión de juntas indicadas en la publicación son fundamentalmente la economía y la seguridad.

La solución por bloqueo pretende eliminar las juntas en la totalidad de la estructura asumiendo las consecuencias que la restricción a los movimientos impuestos genera.

En su página 4(León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014) describe los **criterios técnicos de actuación para la supresión de juntas**:

- No se generen tracciones en el pavimento, más allá de un cierto nivel, que produzcan una fisuración inaceptable en el mismo. Esta exigencia equivale a requerir continuidad completa de la capa de rodadura.
- No sea preciso sustituir los aparatos de apoyo existentes, es decir, no se generen movimientos mayores que los utilizados para dimensionarlos. En caso alguno se plantea modificar el esquema estático del puente.
- No sea necesario acometer una actuación demasiado invasiva en los estribos, generalmente no concebidos para la nueva situación
- Intervención rápida, manteniendo en lo posible el paso del tráfico, siquiera parcialmente
- Intervención económica, equivalente a un cierto porcentaje del coste total del puente o, de otra forma, equivalente a un cierto número de actuaciones de sustitución o reparación de juntas existentes.

En el caso de bloqueo de juntas la condición b) queda implícitamente cumplida al bloquear los movimientos de la estructura. En el apartado a) no se define la apertura de fisura permitida. Los criterios c), d) y e) se describen gráficamente en las soluciones constructivas esbozadas en el artículo en las siguientes figuras:



Esquema típico de una losa sobre la junta
y el relleno del trasdós del estribo.

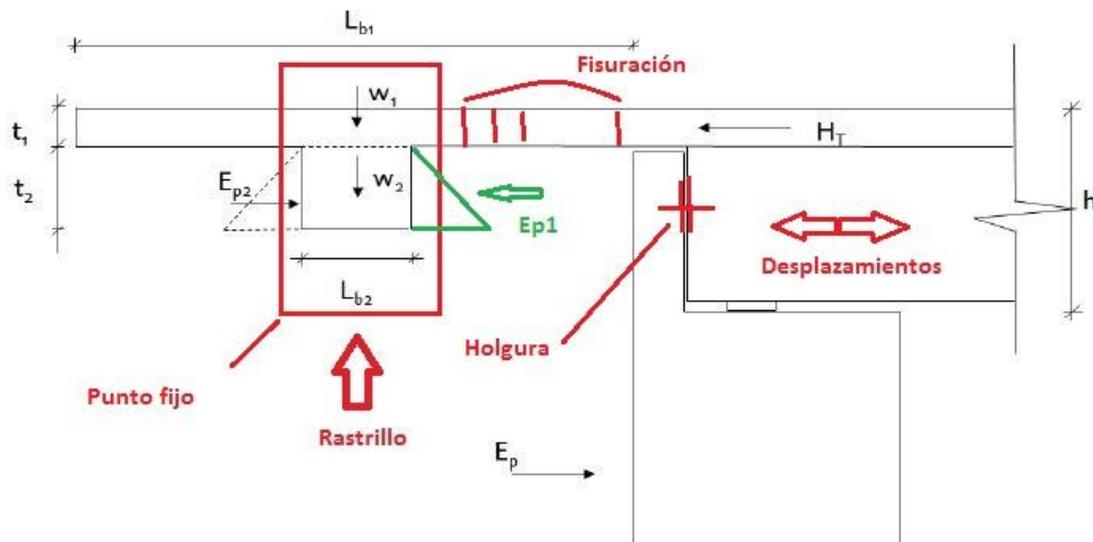
Fig. 2.6. 8: Bloqueo de junta mediante una losa anclada por rozamiento al terreno del trasdós. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014, pág. 7)

Esta solución a base de hormigón armado en la losa, traslada la junta del tablero al final de la losa de forma que la máxima dilatación térmica provoca un axil N_p imposible de absorber con el material de explanada, lo que conlleva una rotura del terreno local,



que ha de estar acotada dentro de los desplazamientos máximos admisibles de 50 mm, tal y como describe la bibliografía norteamericana(Caicedo, Wieger, Ziehl, & Rizo, 2011) y la suiza (OFROU [Office fédéral des routes], 2010) y cuya demostración mediante ensayos numéricos se encuentra en la referencia (Dreier, Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux, 2010).

Por el contrario en el caso de máxima contracción, el movimiento se ve absorbido por las aperturas de fisura w_{ki} que se provoquen en la losa correctamente dimensionada. Un avance de esta idea se encuentra en el trabajo del autor para la obtención del diploma de estudios avanzados.(Aparicio García, Análisis lineal de la interacción losapilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo, 2010, pág. 67)



Esquema típico de una losa con rastrillos.

Fig. 2.6. 9: Bloqueo de junta mediante una losa anclada por rozamiento al terreno del trasdós más el efecto de rastrillos. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014, pág. 7)

En esta solución, la ejecución del rastrillo implica la movilización del empuje pasivo para anclar la losa ante acciones en ambos sentidos. Esta solución es parecida a la esbozada en la patente(Aparicio García, Losa de transición entre el estribo y el tablero de un puente con juntas de expansión y contracción de larga vida útil , y métodos de absorción de los movimientos de expansión y contracción del tablero de un puente, 2013).

En lugar de disponer rastrillos, se plantea también la posibilidad de un macizo de anclaje cercano al estribo con base en estudios británicos(England G, 2000).

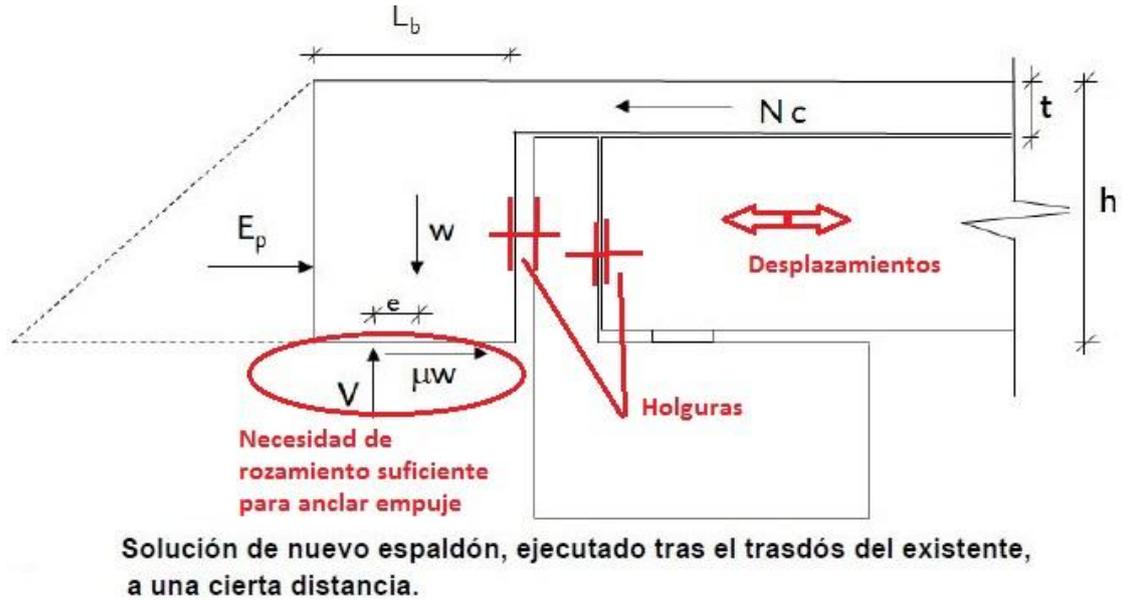


Fig. 2.6. 10: Bloqueo de junta mediante macizo sobre relleno del trasdós de estribo. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014, pág. 8)

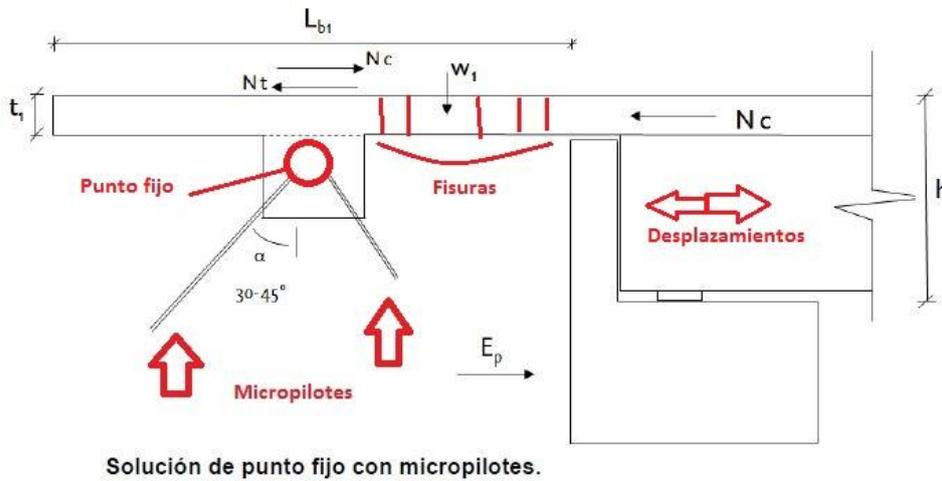
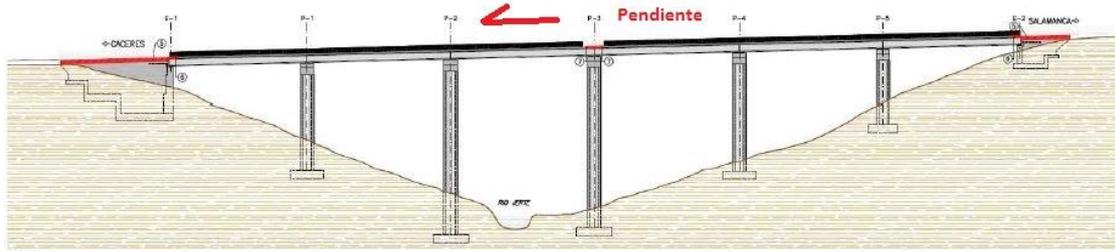


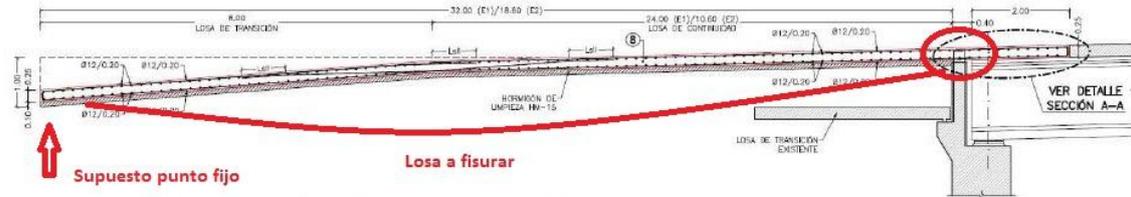
Fig. 2.6. 11: Bloqueo de junta mediante macizo micropilotado sobre relleno del trasdós de estribo. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014, pág. 8)



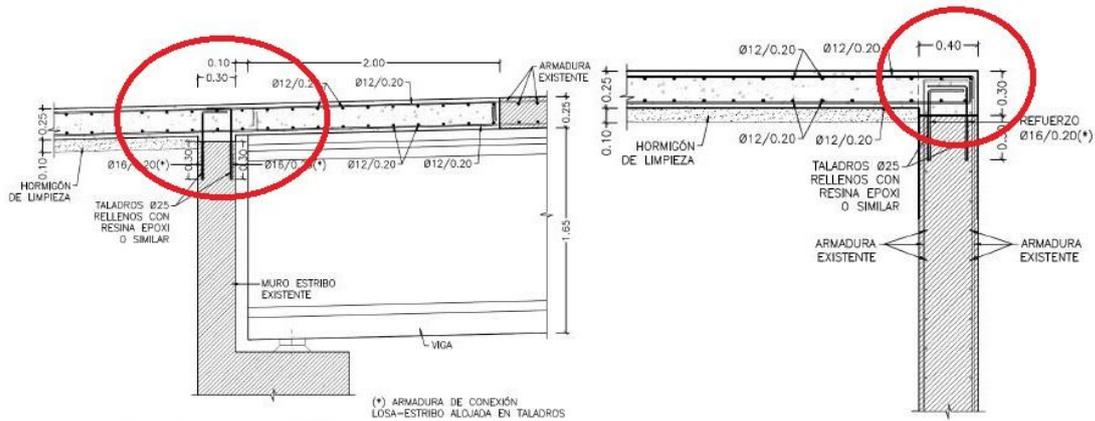
Juntas de calzada en puentes: Propuesta de junta integral en estribos (JIE)



Alzado del puente. En rojo las juntas a intervenir.



Solución en estribo. Nueva losa de transición.



Losa de continuidad en estribos.

Fig. 2.6. 12: Bloqueo de junta. Solución para viaducto en Plasencia. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014, págs. 9-10)

La solución proyectada, no se conoce en detalle, pero con base en los dibujos del artículo se plantean ciertas circunstancias singulares:

- El tablero está en pendiente por lo que los desplazamientos impuestos antes de la actuación se habrán producido en los puntos altos (E-2 y P3) tal y como se advierte en la bibliografía. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)
- Parece que el tablero se ata al punto fijo del estribo E-2 y pretende fisurar la losa de nueva ejecución de estribo E-1
- El anclaje de la losa de estribo E-1 en cabeza de espaldón de estribo no es una buena solución porque lo fisurará localmente

Además, la solución plantea dos hipótesis que coinciden con la realidad observada en las estructuras convencionales:



- Sólo se considera el tablero del puente ante las acciones térmicas uniformes medias a lo largo de la sección, **prescindiendo el gradiente térmico**. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014, págs. 4-5)
- Para la determinación del axil de compatibilidad plantean ciertas **zonas de sacrificio** que dan continuidad al tablero en forma de losa de hormigón pero con ciertas características comunes
- Han de tener la menor área posible para disminuir su rigidez axil en la dirección del tablero, lo que implica reducir el canto de vigas de losas de sacrificio, ya que el ancho es innegociable por las necesidades de continuidad para el tráfico
- Se planea el uso de **hormigones de bajo módulo de deformación**, en concreto, hormigones ligeros que tienen un módulo de deformación de la mitad de los convencionales
- La utilización de **áridos calizos** para disminuir el coeficiente de dilatación térmica
- Plantea la disminución del desplazamiento impuesto en los valores correspondientes a las fisuras generadas que se estiman separadas la distancia de separación de armadura transversal. (Fernández Ruiz, 2003)

2.6.8. Dos propuestas griegas de estribos integrales

Con la vocación de resolver el problema sísmico se adendan dos propuestas de solución de estribo integral (Mitoulis & Tegos, Two New Earthquake Resistant Integral Abutments for Medium to Long Span Bridges, 2011). Estas dos propuestas se centran en la resolución del problema sísmico, pero en la forma de resolución de la junta, están muy cercanas a la solución de JIE y pasan a comentarse:

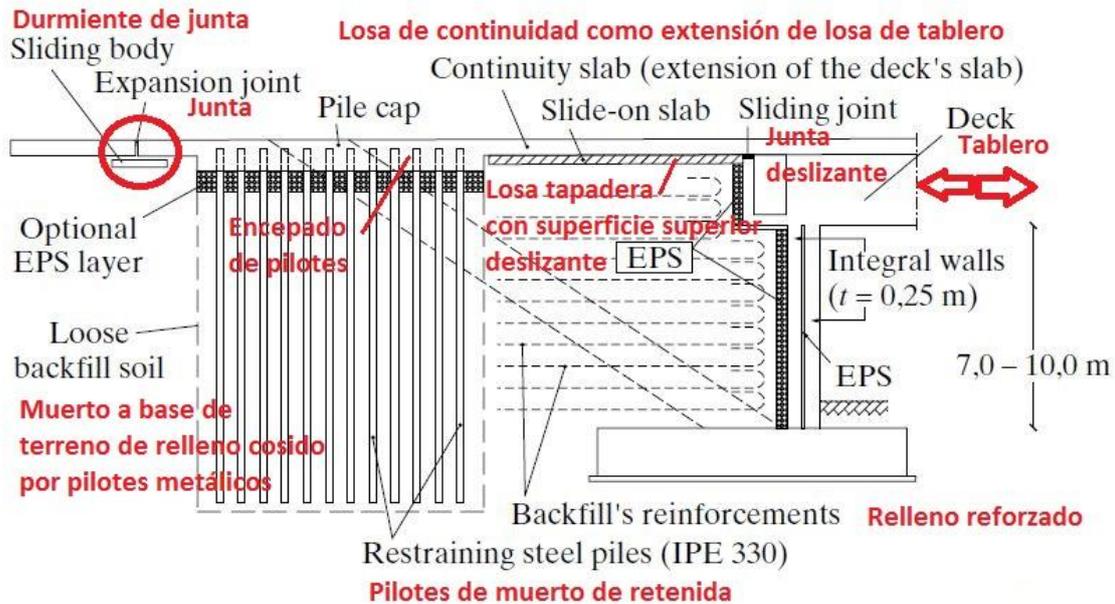


Fig. 2.6. 13: Estribo integral para resolver las fuerzas sísmicas en estribos. (Mitoulis & Tegos, Two New Earthquake Resistant Integral Abutments for Medium to Long Span Bridges, 2011, pág. 157)

La primera de las soluciones [Fig. 2.6. 13: Estribo integral para resolver las fuerzas sísmicas en estribos.] provee flexibilidad al estribo mediante un alzado doble con espesores de 0,25 m para permitir grandes desplazamientos horizontales del tablero.

Los desplazamientos horizontales en trasdós se absorben a través de la capa de polietileno o similar cuyo espesor permite su compresión entre trasdós de estribo y terreno.

Para evitar el relleno del trasdós, el relleno se refuerza mediante flejes o soluciones de refuerzo del terreno similares.

Se vuela la losa de tablero en prolongación sobre el relleno del trasdós. El relleno del trasdós se remata bajo la losa de transición mediante una losa durmiente que permite el deslizamiento de la prolongación de la losa de tablero sobre ella.

La losa de tablero se ancla en un encepado de pilotes metálicos embebidos en el relleno de trasdós alejado de la cuña de deslizamiento de (Rankine, 1857) ante empujes pasivos(Rankine, 1857).

Aún así, se prevé el desplazamiento del encepado por lo que se dispone de una junta de expansión en la prolongación de la losa de tablero por encima del encepado de pilotes metálicos.

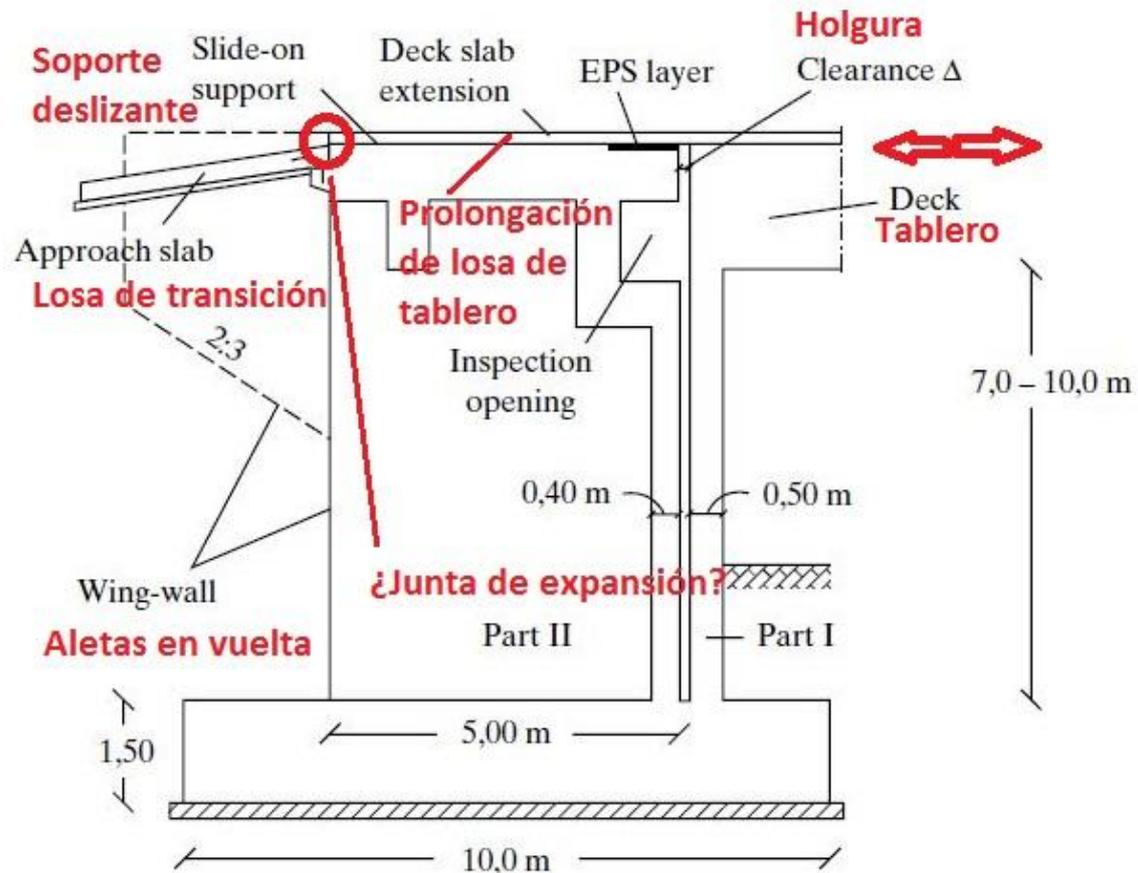


Fig. 2.6. 14: Estribo integral para resolver las fuerzas sísmicas en estribos. (Mitoulis & Tegos, *Two New Earthquake Resistant Integral Abutments for Medium to Long Span Bridges*, 2011, pág. 157)

La segunda de las soluciones provee flexibilidad al estribo mediante un alzado doble desconectados con espesores de 0,40 y 0,50 m. El alzado de intradós provee la flexibilidad ante desplazamientos horizontales del tablero.

Los 5 metros de trasdós se puentean mediante estructura de hormigón sobre la que se pasa la losa de tablero en prolongación y deslizante sobre dicha estructura. Lo que no deja claro es cuál es la junta de expansión de dicha losa, porque el tablero se mueve en la dirección longitudinal de la traza, y arrastra la losa en prolongación del tablero al ser esta de gran rigidez. (Mitoulis, Tegos, & Tsitotas, *Integral abutments configurations for Arathos-Peristeri Bridge (Bridge T5, Length 240.0m) of Egnatia Highway*, 2012).



2.6.9. Patentes similares

La barrera del lenguaje escrito, no impide reconocer, a través del lenguaje gráfico, las intenciones de las patentes principalmente chinas.

A continuación se siguen una serie de figuras extractadas de diferentes patentes que dan ideas varias de cómo se afronta el problema de junta en estribo y del efecto bump.

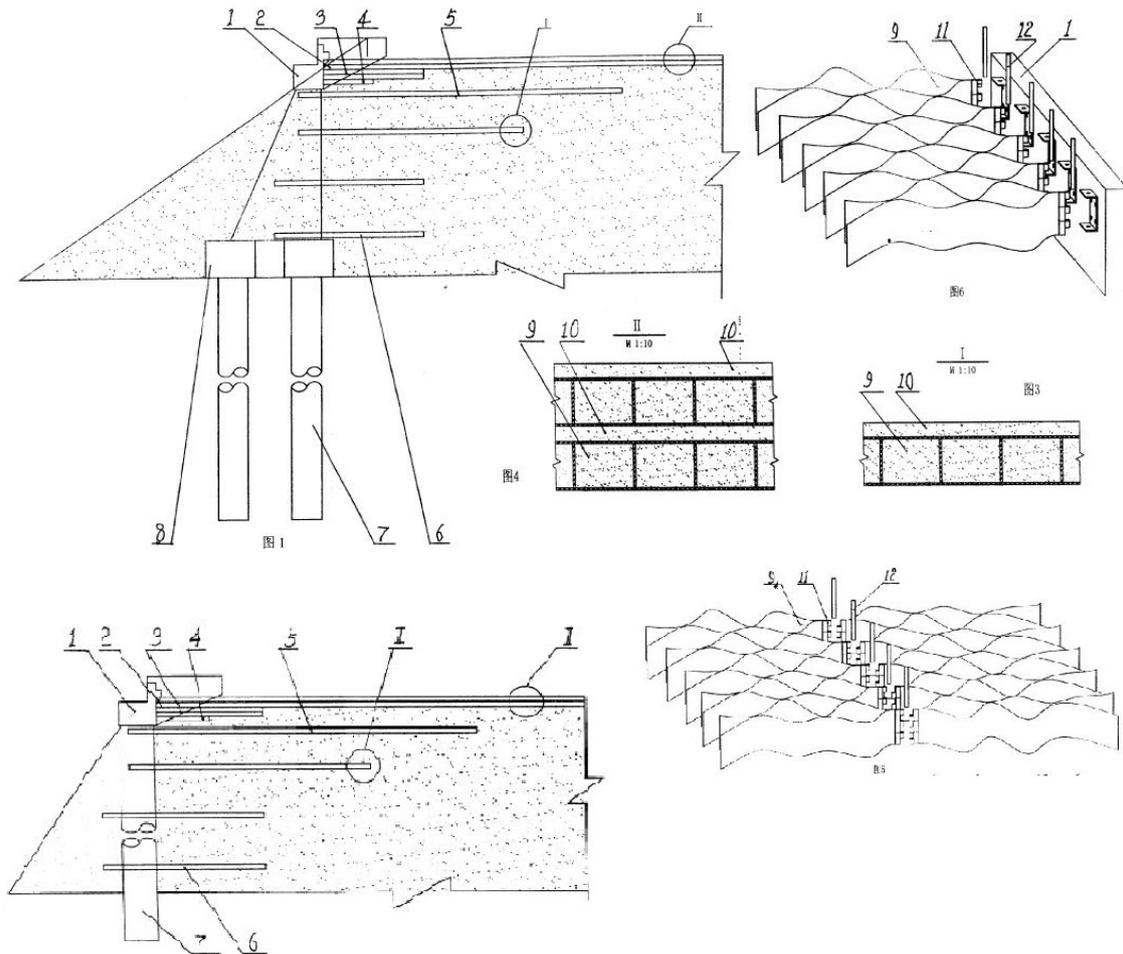


Fig. 2.6. 15: Trasdós de estribo armado con tiras de flejes singulares. (Pile form abutment soft patch, 2003)

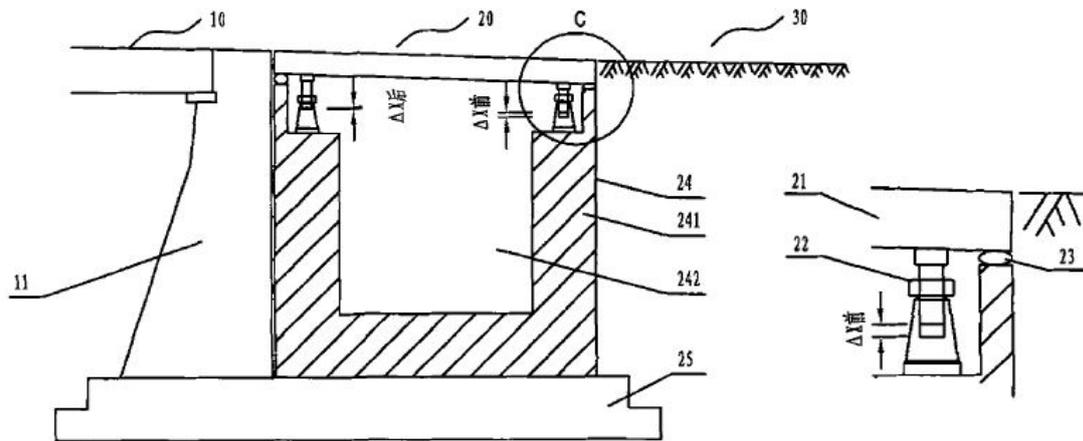


Fig. 2.6. 16: Losa de transición regulable. (Method for solving problem of vehicle bump at bridge head and structure thereof, 2010)

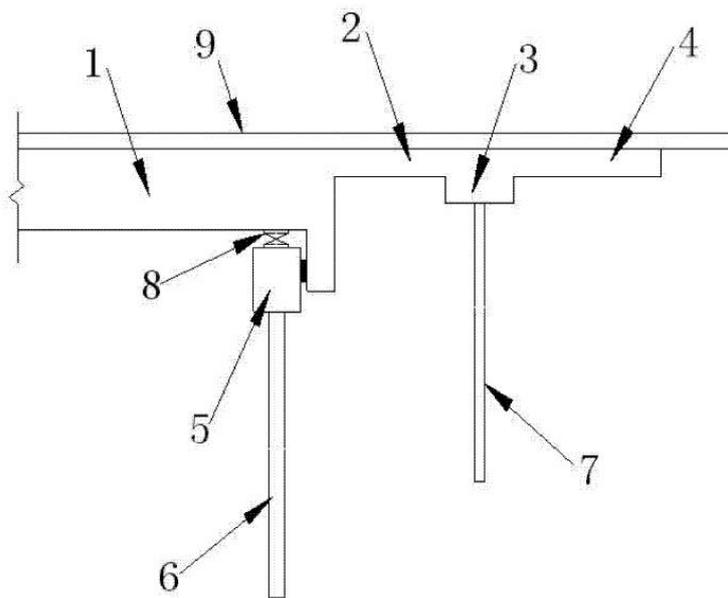


Fig. 2.6. 17: Losa de transición que intenta paliar el efecto bache. (Anti-seismic and anti-flood semi-integral abutment seamless bridge and construction method thereof, 2012)

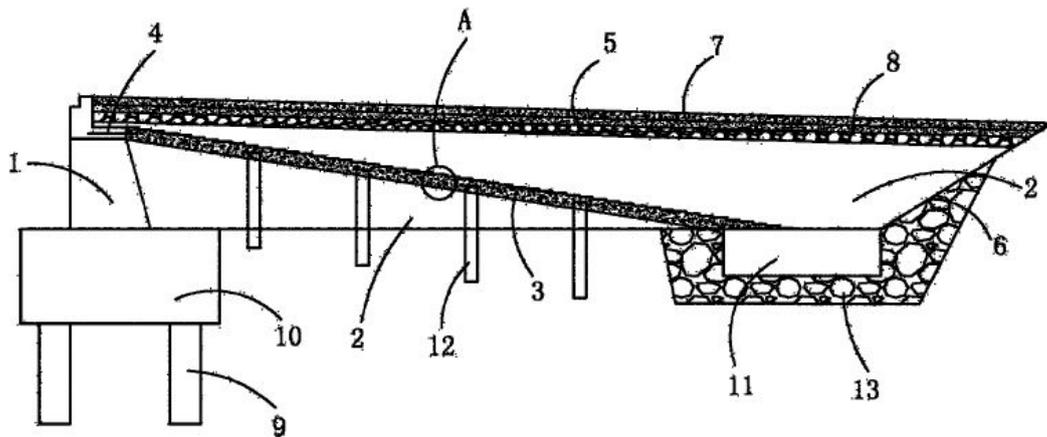


Fig. 2.6. 18: Losa de transición a base de relleno singular. (Transition roadbed for dealing with vehicle bump, 2010)

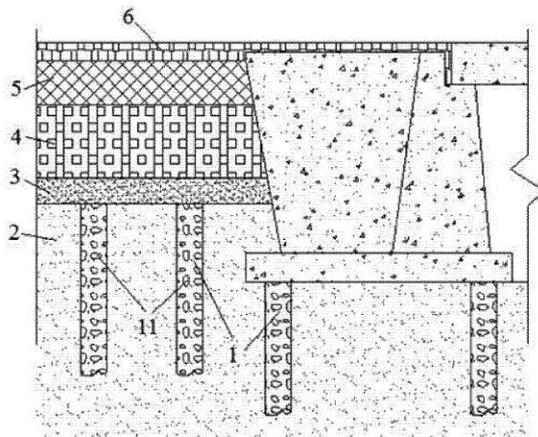


Fig. 2.6. 19: Relleno en trasdós de estribo cementado en columnas de grava para evitar efecto bump. (Road-bridge connecting section variable rigidity roadbed, 2013)

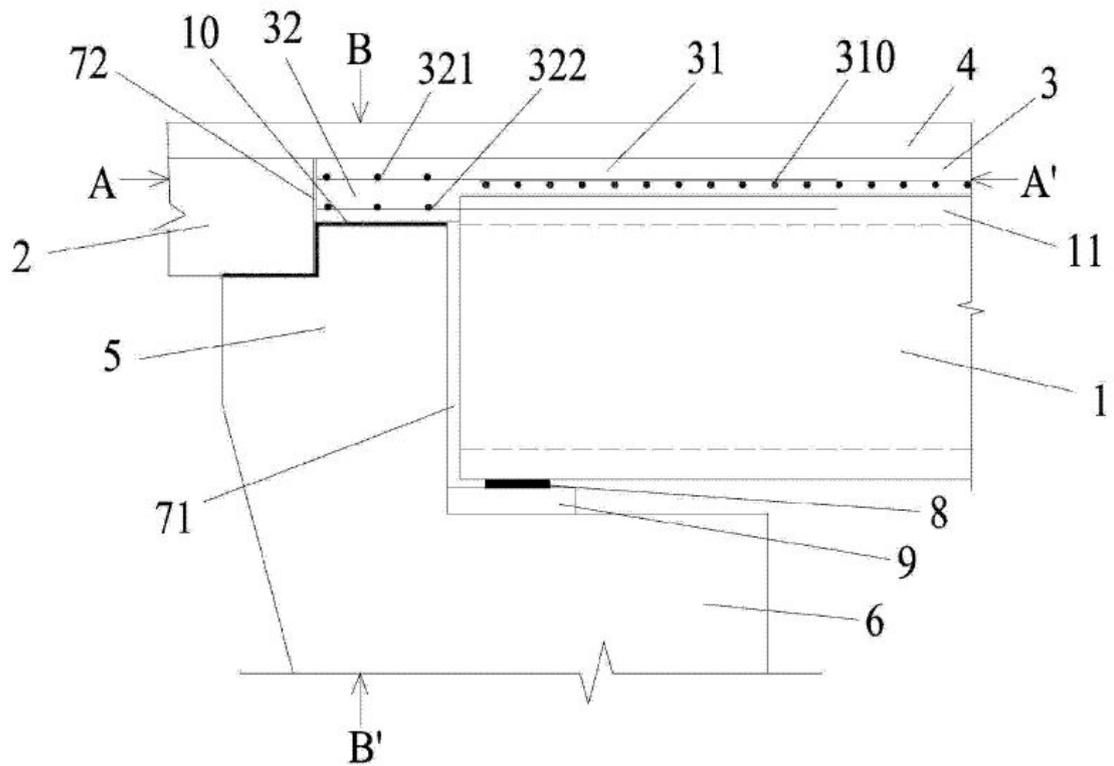


Fig. 2.6. 20: Solución de bloqueo de junta. (Seamless bridge head structure, 2013)

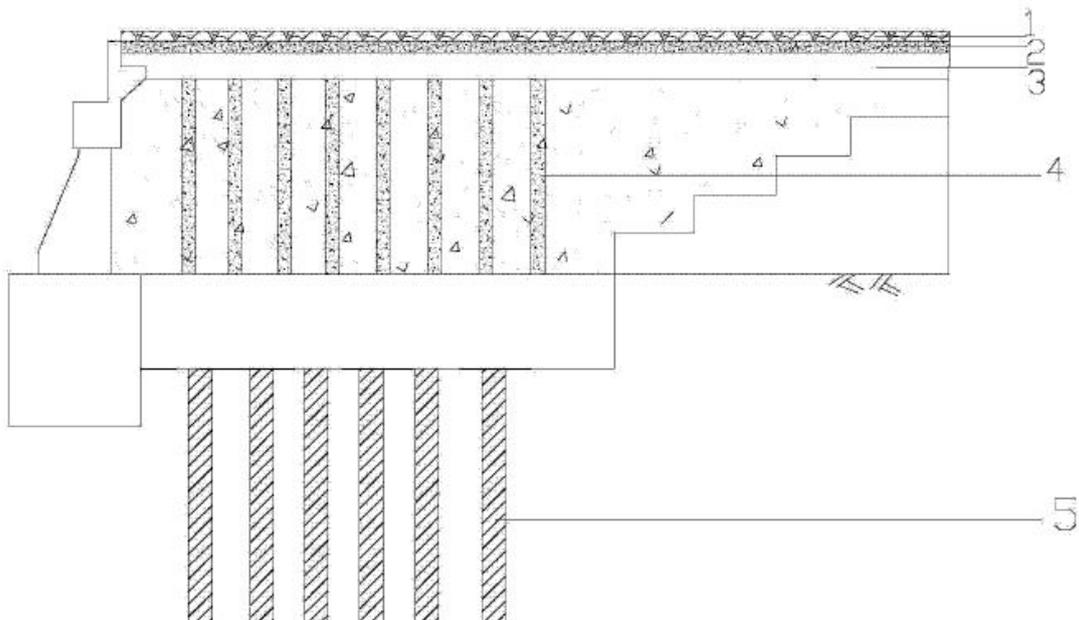


Fig. 2.6. 21: Previendo el efecto bump con columnas de grava. (Bridge-head bumping prevention and settlement structure based on composite concrete road surface, 2013)

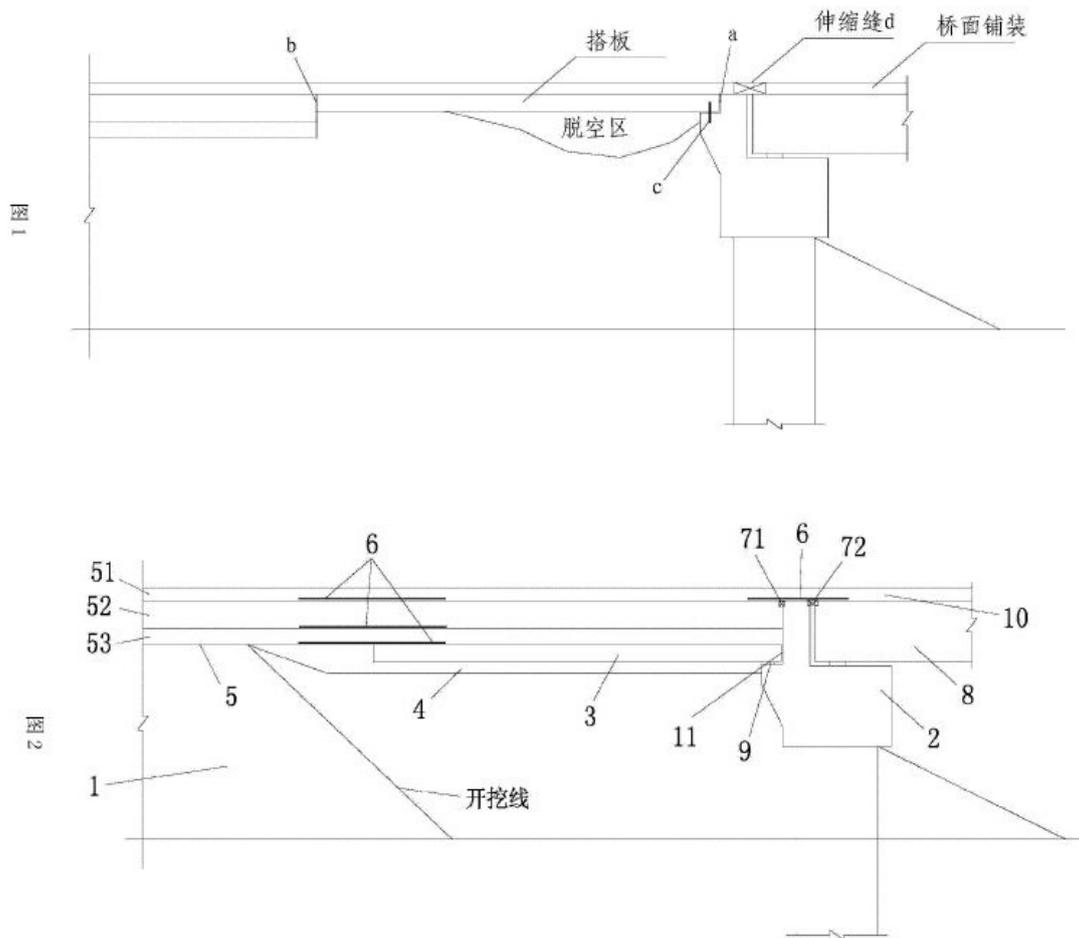


Fig. 2.6. 22: Relleno compresible de trasdós de estribo. (Soft soil foundation based bridgehead structure, 2014)

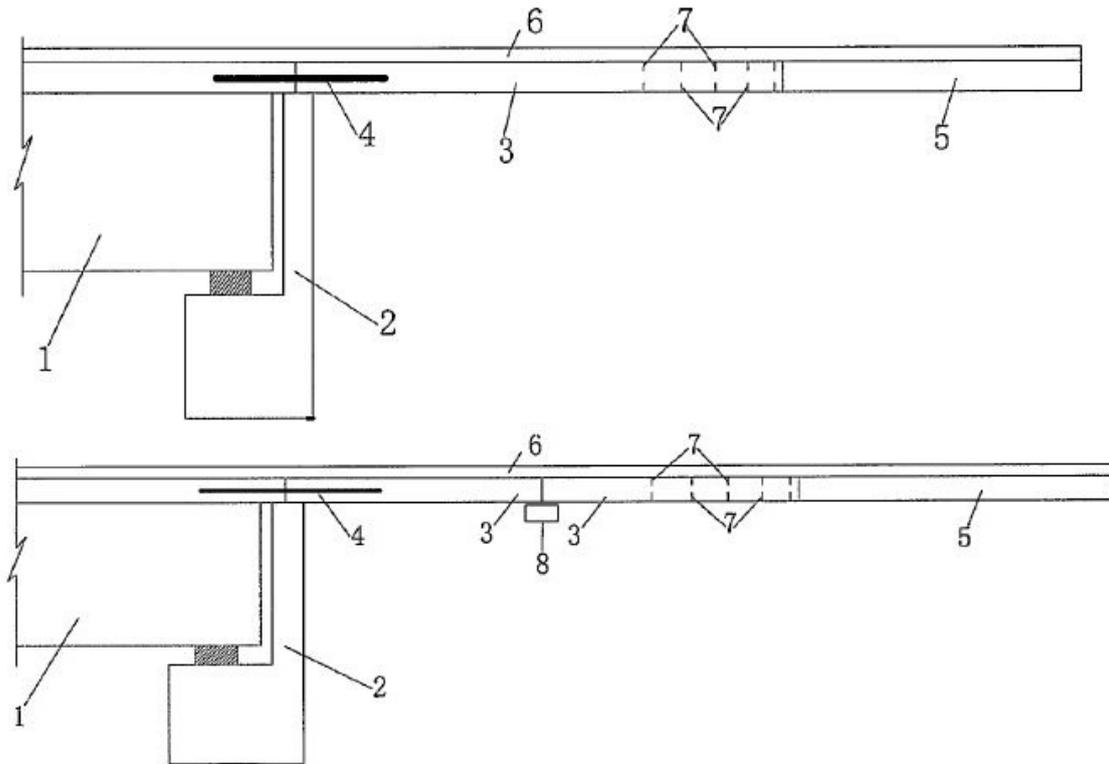


Fig. 2.6. 23: Solución muy similar a la JIE (Novel jointless bridge structure, 2013)

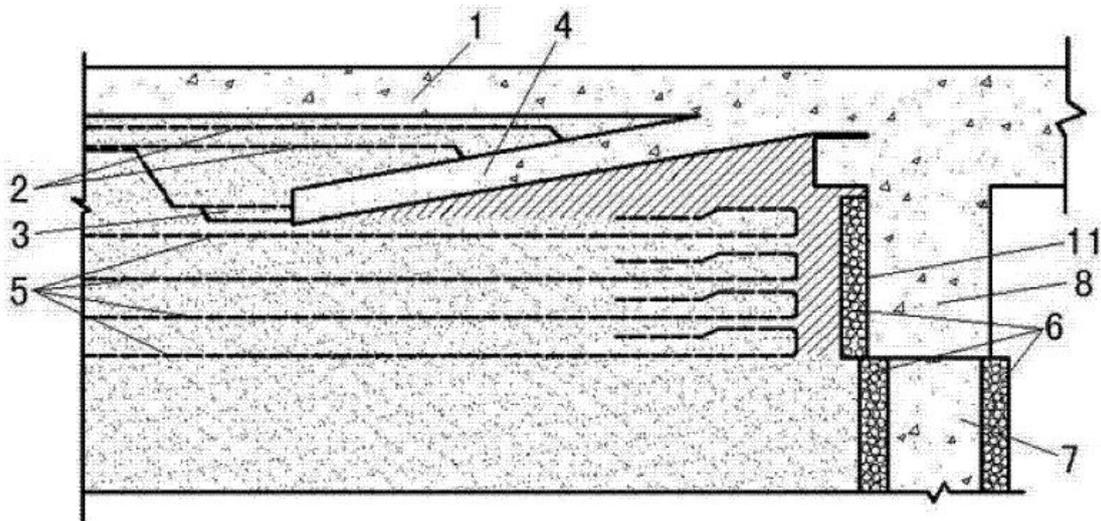


Fig. 2.6. 24: Trasdós de estribo semi-integral reforzado con geotextil. (Structure for controlling rear-abutment setting and pavement cracking of seamless bridge with reinforced geotextiles, 2014)

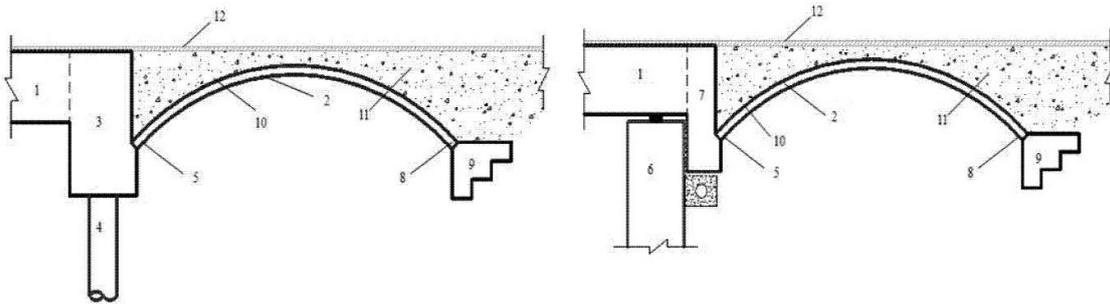


Fig. 2.6. 25: Losa de transición en arco para absorber el efecto bache (Jointless bridge based on arch structure arranged behind abutment, 2014)

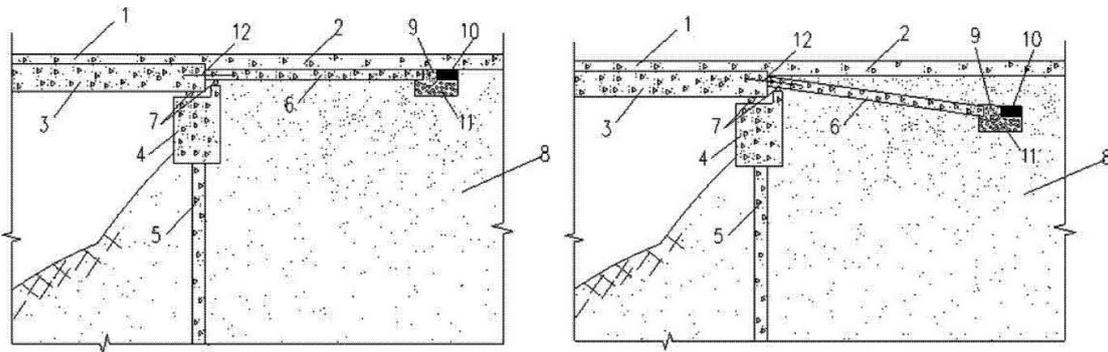


Fig. 2.6. 26: Rehabilitación de losas de transición de estribos integrales (Structure for absorbing end stress of lap slab of jointless bridge, 2015)

2.7. Especificaciones de las juntas de calzada.

Las especificaciones relativas a las juntas de calzada que se van a estudiar son:

- El rango máximo de carrera horizontal
- El rango de desajuste vertical: escalón de junta
- El esviaje permitido
- El costo de instalación, mantenimiento y sustitución
- La impermeabilidad
- El ruido
- La vida útil
- El tipo de tráfico
- El ancho de la junta

La siguiente figura (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003) recoge la tabla que sirve de base para el análisis.



Juntas de calzada en puentes: Propuesta de junta integral en estribos (JIE)

TIPO	RANGO MÁXIMO INDICATIVO (mm)		ESVIAJE (2)	COSTO DE JUNTA INSTALADA	COSTO DE MANTENIMIENTO	COSTE DE SUSTITUCIÓN	IMPERMEABILIDAD (3)	EMISIÓN DE RUIDO (4)	VIDA ÚTIL (AÑOS) (5)	TIPO DE TRÁFICO	ANCHO DE LA JUNTA (mm).
	HORIZONTAL R_H (1)	VERTICAL R_V									
SELLADA CON MATERIAL ELÁSTICO	± 5	± 1	≤ 90°	BAJO	BAJO	BAJO	BAJA	BAJA	5	LIGERO	20-40
PERFIL DE CAUCHO COMPRIMIDO	± 25	± 3	≤ 30°	BAJO	BAJO	BAJO	REQUIERE SISTEMA EVACUACIÓN ADICIONAL	BAJA/MEDIA	5	PESADO	30-100
BETÓN MODIFICADO	± 25	± 3	≤ 45°	BAJO	BAJO	BAJO	MEDIA/ALTA	MUY BAJA	5	PESADO	350-550
BANDA DE CAUCHO CON BORDES METÁLICOS	± 35	± 10	≤ 45°	MEDIO	BAJO/MEDIO	MEDIO/ALTO	ALTA (7)	MEDIA/ALTA	>10	PESADO	50-130
BANDA DE CAUCHO CON BLOQUES DE ELASTÓMERO	± 35	± 10	≤ 30°	BAJO	BAJO	MEDIO	REQUIERE SISTEMA EVACUACIÓN ADICIONAL	MEDIA	10	PESADO	200-550
PERFIL DE ELASTÓMERO ARMADO	± 165	± 6	≤ 90°	MEDIO/ALTO	MEDIO	MEDIO/ALTO	REQUIERE SISTEMA EVACUACIÓN ADICIONAL	MEDIA/ALTA	10	PESADO	230-1200
PLACAS DESLIZANTES	± 300	4% R_H	≤ 30°	ALTO	MEDIO	ALTO	REQUIERE SISTEMA EVACUACIÓN ADICIONAL	ALTA	10	PESADO	S/RANGO
JUNTAS MODULARES	± 600	± 20	≤ 45°	MUY ALTO	MEDIO/ALTO	MUY ALTO	ALTA	ALTA/MUY ALTA	>25	PESADO	S/RANGO
JUNTA DE PEINE	± 500	± 0	≤ 45°	MUY ALTO	MEDIO/ALTO	ALTO	REQUIERE SISTEMA EVACUACIÓN ADICIONAL	ALTA	>10	PESADO	S/RANGO
CHAPA DESLIZANTE EXTERIOR	± 50 (6)	± 3	≤ 90°	MEDIO/ALTO	MEDIO	MEDIO/ALTO	REQUIERE SISTEMA EVACUACIÓN ADICIONAL	MEDIA/ALTA	10	MEDIO	S/RANGO

(1) El esviaje puede limitar el valor del rango horizontal, disminuyéndolo con respecto a los valores sin esviaje.

(2) Se entiende por esviaje el ángulo que forma la normal a la junta con la dirección del tráfico.

(3) Valores que presentan normalmente tras llevar un tiempo en servicio.

(4) El ruido puede aumentar sensiblemente si la instalación es deficiente, el nivel de rodadura sufre cambios, o se producen movimientos fuera del plano.

(5) Se indican los valores que suelen ser normales por envejecimiento del material. No obstante hay que tener en cuenta que una mala ejecución de las bandas de transición o blandones que se produzcan antes de la entrada en la junta, pueden hacer disminuir estos valores. También hay que tener en cuenta que a veces, refuerzos necesarios del pavimento (que suelen requerirse cada 7 años, pueden obligar a un cambio de juntas que estén en buenas condiciones)

(6) Valores máximos de utilización frecuente, aunque puede llegar hasta ± 200

(7) Algún tipo puede requerir sistema de evacuación adicional.

Tabla 10: Tabla resumen de especificaciones. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 43)

Se incluye, en el análisis que se sigue, la posibilidad de puente integral o semi-integral, con la presencia de junta de control en final de losa de transición en prolongación de la losa de tablero, como dos más de las posibilidades de resolver la junta de calzada entre tablero y estribo.

2.7.1. Rango de máximo horizontal: propiedad fundamental

Las juntas de calzada han de permitir los movimientos de estructura correspondientes a las dilataciones térmicas y a las contracciones termo-higrométricas, lo que implica acortamiento y alargamiento de la apertura de junta respectivamente.

La carrera de junta corresponde a la suma de dilataciones y contracciones máximas calculadas con base en la normativa utilizada. Los movimientos en cada sentido pueden no ser simétricos en valor absoluto.

Es influyente la temperatura ambiente en el momento de colocación de la junta (T_0) para determinar los movimientos máximos en cada sentido que se producirán en la realidad.

La siguiente tabla indica los rangos de utilización de cada una de los tipos de junta.



TIPOLOGÍA DE JUNTAS			DILATACIÓN	CONTRACCIÓN	RANGO HORIZONTAL
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	mm	mm	mm
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	5	-5	10
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	25	-25	50
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	25	-25	50
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	35	-35	70
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	35	-35	70
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	165	-165	330
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	300	-300	600
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	600	-600	1200
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	500	-500	1000
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	500	-500	1000
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	50	-50	100
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	30	-30	60
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	30	-30	60

Tabla 11: Carreras de juntas en la dirección del eje de la estructura. Rango máximo de utilización de cada tipología. ATC 2003.

El rango horizontal es la característica fundamental para la elección de la tipología adecuada de junta de calzada. Los rangos indicados en la tabla son orientativos, siendo diferentes de unos fabricantes a otros. La nueva normativa europea pretende la homogenización de los criterios a exigir a cada tipo de junta de expansión.

2.7.2. Rango de desajuste vertical: escalón en junta

Las juntas, en la medida que unen dos elementos estructurales, están conectadas a ambos. Para el correcto funcionamiento de las juntas es de esperar que la cara superior de calzada sobre tablero coincida lo más posible con la cara superior de calzada sobre trasdós de estribo. La siguiente tabla facilita el rango de desplazamiento diferencial vertical admisible para el correcto funcionamiento de cada tipología de junta:



TIPOLOGÍA DE JUNTAS			RANGO VERTICAL
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	mm
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	±1
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	±3
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	±3
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	±10
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	±10
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	±4%Rh
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	±4%Rh
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	±20
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	±5
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	±0
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	±0
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	0
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	0

Tabla 12: Desplazamiento relativo vertical entre labios de junta. Rango máximo de utilización de cada tipología. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

El rango vertical depende primeramente de la calidad constructiva de la puesta en obra de la junta.

No obstante, una vez en servicio, la problemática por la aparición de aberturas o cierres verticales se activa por diferente deformabilidad de un labio de la junta con respecto al otro.

En los puentes en los que la junta se dispone entre el murete de respaldo del estribo y el tablero del puente, aquél tiene gran rigidez en comparación con el tablero, especialmente si es una losa sobre vigas prefabricadas.

La experiencia norteamericana resuelve el problema con un recocado inferior de unos 5 cm de la losa de compresión del tablero de puentes en el metro longitudinal final contiguo a la junta de calzada (Coselli, y otros, 2006) tal y como se muestra en la figura siguiente:

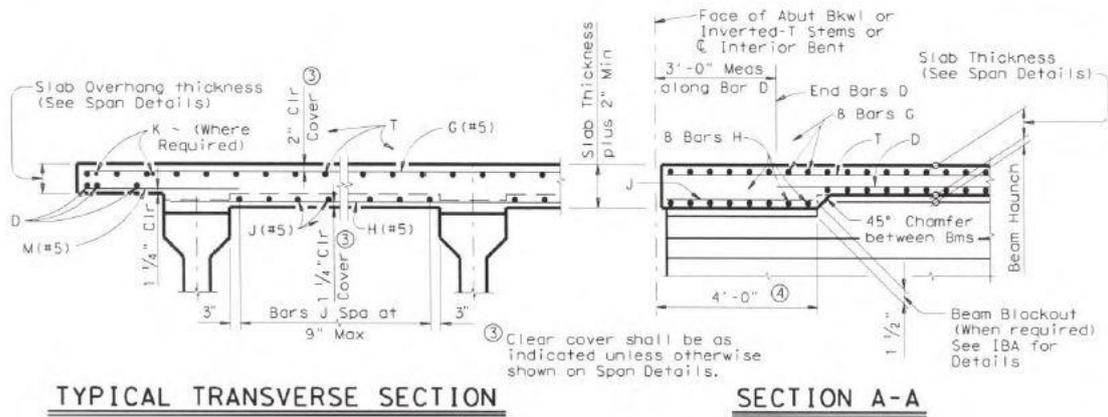


Figure 1.2 IBTS detail: Elevation view

Fig. 2.7. 1: Rigidización de losa de tablero de puente de vigas prefabricadas por recrido extremo de losa de compresión de tablero. (Coselli, y otros, 2006)

La siguiente figura recoge la experiencia española a base de vigas diafragma extremos de losa de vigas prefabricadas.



VIGA RIGIDIZADORA DEMOLIDA PARA LA ELIMINACIÓN DE JUNTA DE CALZADA ENTRE VANOS DE VIGAS PREFABRICADAS. ESTA VIGA-DIAFRAGMA RIGIDIZA AMBOS LADOS DE JUNTA. SIMÉTRICAMENTE A PLANO TRANSVERSAL POR EJE DE PILA EXISTÍA VIGA-DIAFRAGMA SIMÉTRICA

Fig. 2.7. 2: Viga rigidizadora en viaductos de la autopista Villalba-Adanero. Cortesía de DRAGADOS. (Morera, 1988)



En la mayoría de los casos es habitual rigidizar mediante mayor armado el extremo de la losa de compresión sobre vigas prefabricadas, lo que dificulta grandemente la colocación de los anclajes de las juntas de calzada.

2.7.3. El esviaje permitido

Cada tipología de junta permite un esviaje máximo respecto al eje de la carretera, entendiendo como ángulo de esviaje el que forma la normal al plan de junta y el eje viario. La siguiente tabla recoge las limitaciones de cada tipología:

TIPOLOGÍA DE JUNTAS			ESVIAJE
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	°
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	≤90
2	Fig.2.4.3	Perfil de caucho comprimido	≤30
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	≤45
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	≤45
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	≤30
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	≤90
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	≤90
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	≤90
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	≤45
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	≤45
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	≤90
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	≤90
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	≤90

Tabla 13: Esviaje máximo permitido de junta. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

El esviaje en juntas de calzada debería ser un elemento a eliminar en estribos en toda rehabilitación de junta de estructura por **razones de seguridad: los vehículos de dos ruedas, cuando atacan una junta esviada, tienen mucho mayor peligro de accidente.** Esta será una de las principales conclusiones de esta tesis, dado que el siguiente detalle de sencilla ejecución resuelve el problema de forma genérica:

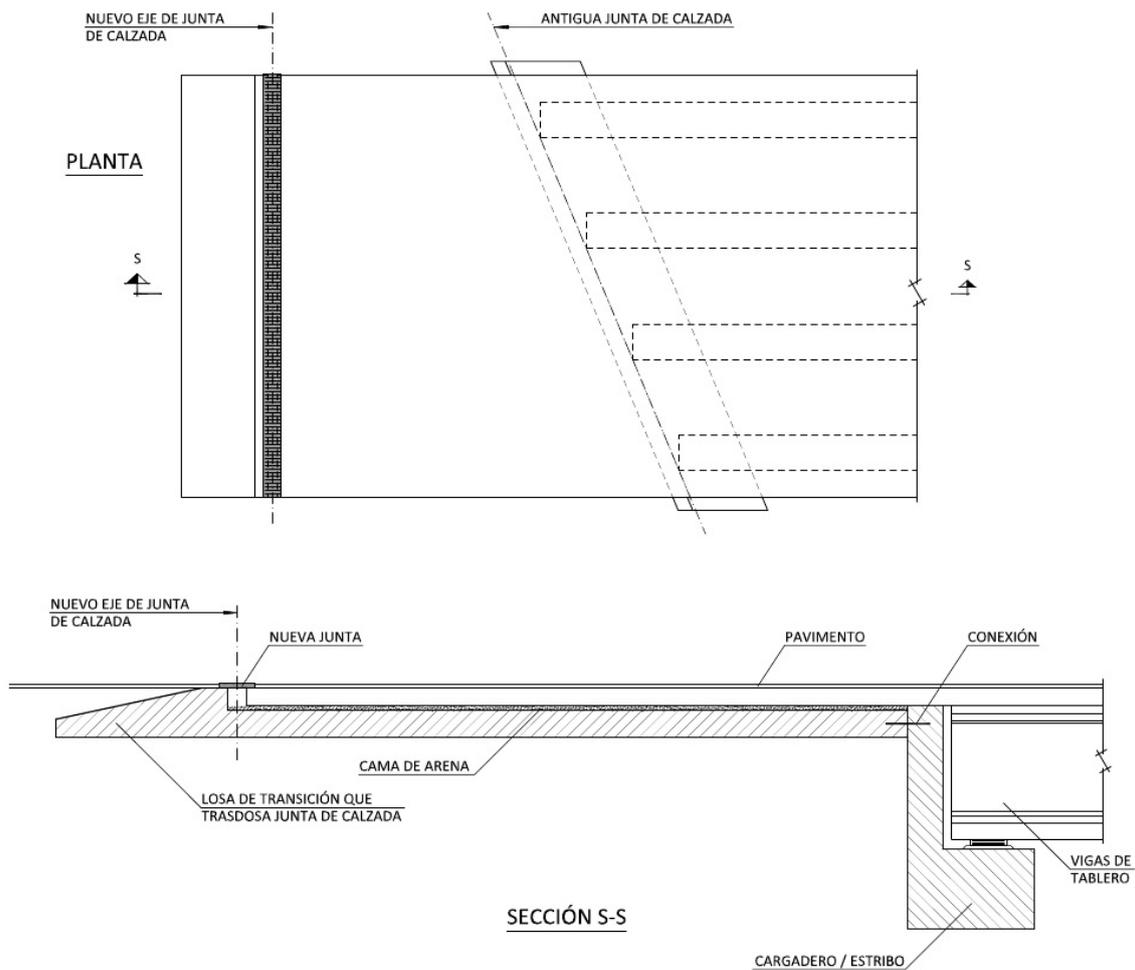


Fig. 2.7. 3: Detalle de rehabilitación de junta de calzada para evitar esvaje al tráfico rodado de dos ruedas, principalmente. Elaboración propia.

2.7.4. El costo de instalación, mantenimiento y sustitución

Cada tipología de junta tiene tres costos a considerar para la propiedad del puente; **el costo de instalación inicial, el costo de mantenimiento y el costo de sustitución**. La Administración, en su deber de **velar por el la seguridad del usuario y la economía del contribuyente**; debería, primero, primar la seguridad y luego minimizar el coste total, no el coste de instalación inicial.

Además de estos costos para la propiedad, se encuentran asociados los **costos para el usuario** correspondientes al coste energético en combustible por ser la junta un elemento discreto de pérdida de energía, el costo en corte de vías para la sustitución y mantenimiento de las juntas y el costo en accidentes y vidas humanas, especialmente para el vehículo de dos ruedas.



A continuación la siguiente tabla realiza un análisis comparativo de los diferentes tipos de juntas en relación a los costes de la propiedad.

La tabla califica cualitativamente cada uno de los tres tipos de costo –instalación inicial, mantenimiento y sustitución– para la propiedad de la junta de calzada con base en la siguiente escala:

1. Sin coste o fin de vida útil de estructura completa
2. Bajo
3. Bajo/Medio
4. Medio
5. Medio/Alto
6. Alto
7. Muy Alto

Como método de comparación cualitativo del costo global para la propiedad de cada uno de los tipos de juntas, se establece una columna de elaboración propia donde se puede hacer un balance cualitativo del coste global con base en la suma de las tres columnas precedentes relativas a los tres costos parciales.

TIPOLOGÍA DE JUNTAS			COSTE			
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	INSTALACIÓN	MANTENIMIENTO	SUSTITUCIÓN	GLOBAL
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	1	1	1	3
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	1	1	1	3
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	1	1	1	3
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	3	2	4	9
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	1	1	3	5
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	4	3	4	11
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	5	3	5	13
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	6	4	6	16
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	6	4	5	15
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	6	4	5	15
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	4	3	4	11
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	4	1	1	6
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	5	0	0	5

Tabla 14: Coste relativo de instalación, mantenimiento y sustitución de junta. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)



2.7.5. Impermeabilidad

La impermeabilidad de las juntas es algo que afecta directamente al mantenimiento de apoyos y estribos. La filtración de agua por las juntas afecta principalmente a la durabilidad de los apoyos y a de las cabezas de postesado en testa de tablero, en caso de existir. Es por ello que a mayor impermeabilidad de una junta, mejor es su comportamiento y beneficios asociados.

La tabla siguiente califica cualitativamente la impermeabilidad de cada tipo de junta con base en la siguiente leyenda:

Totalmente permeable

1. Baja
2. Baja/Media
3. Media
4. Media/Alta
5. Alta
6. Muy Alta

TIPOLOGÍA DE JUNTAS			IMPERMEABILIDAD
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	*Requiere sistema adicional
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	1
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	*
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	4
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	5
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	*
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	*
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	*
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	5
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	*
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	*
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	*
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	6
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	7

Tabla 15: Clasificación relativa de la impermeabilidad de cada tipo de junta. ATC 2003.



2.7.6. Ruido

El ruido emitido en una junta está directamente relacionado con el tipo de junta. La siguiente tabla clasifica relativamente los tipos de juntas en función de su ruido. La siguiente tabla aporta datos cuantitativos del nivel de ruido.

TIPOLOGÍA DE JUNTAS			RUIDO	
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	Min[dB]	Max[dB]
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	111	123
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	110	122
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	101	126
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	114	119
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	s/d	s/d
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	106	126
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	108	115
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	121	123
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	112	117
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	4	70
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	s/d	s/d
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	111	123
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	100	107

Tabla 16: Clasificación relativa del nivel de ruido de cada tipo de junta. Elaboración propia a partir de (Chiles, 2014) S/d indica sin datos. El ruido de juntas de expansión de puentes semi-integrales se asimila a la junta sellada con material elastomérico. La junta de puentes integrales se ha supuesto una junta de aire, lo que implica ausencia de junta por carreras inferiores a 25 mm

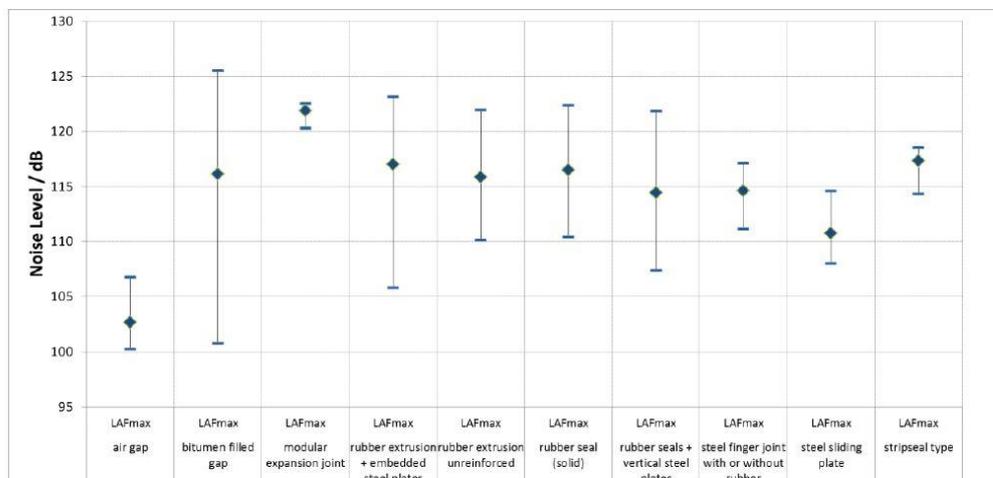


Figure 8 – Range of L_{AFmax} values for each joint type

Fig. 2.7. 4: Mediciones del ruido de diferentes tipos de juntas. (Chiles, 2014)



Por la importancia de la referencia en cuanto a la medición del ruido se transcriben las principales conclusiones de (Chiles, 2014): *Las mediciones han demostrado que hay variaciones significativas en ruido y vibración de los mismos tipos de juntas. Estas son mayores que las variaciones entre diferentes tipos de juntas. La calidad en la instalación y el mantenimiento es probable que sea un factor clave en la generación de ruido... Como era de esperar, las juntas con los niveles de ruido más bajos son los que tienen una superficie continua sobre la junta.*

JUNTAS DE CALZADA				ruido	
REF	INGLÉS NEOZELANDÉS	REF	ESPAÑOL	Min [dB]	Max [dB]
7	rubber seals + vertical steel plates	2	junta de perfil de caucho comprimido	108	122
10	strip seal joint	4	junta de banda de caucho plegada	114	119
9	steel sliding plates	7	junta de placas deslizantes	108	115
8	steel finger joint with or without rubber	9	juntas de peine con canales	112	117
8	finger joints with troughs	9	juntas de dientes con canales	112	117
1	air gap	0	juntas abiertas sin más	100	107
6	hot-poured sealer joints	1	junta con sellado vertido en caliente	111	123
5	rubber extrusion reinforced	2	junta de perfil elastomérico celular	110	122
3	modular expansion joint	8	junta modular	121	123
2	Bitumen filled gap	3	junta de betún modificado	101	126
6	rubber seal	1	junta de sellada con silicona o material elástico	111	123
2	elastomeric concrete joints	3	junta de hormigón elastomérico	101	126
4	rubber extrusion + embed steel plates	6	junta de perfil de elastómero armado	106	126

Tabla 17: Clasificación relativa del nivel de ruido de cada tipo de junta. (Chiles, 2014)

El ruido producido, tanto sobre la calzada como bajo ella, depende principalmente del enrase de la superficie de la junta con el pavimento anterior y posterior a la junta y de que no haya elementos sueltos o con articulaciones mecánicas.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 16)

Se destaca que el ruido no depende aparentemente del tipo de junta, lo que coincide también con la experiencia profesional del director de esta Tesis Carlos Alonso Cobo quien dice: *“Con base en pruebas in situ no registradas, el factor más importante para el ruido es la adecuada nivelación de la junta 6 metros antes de la misma y 6 metros después de ella, de tal forma que el camión no tenga un punto duro durante la circulación, que el pavimento evite el salto del vehículo al paso por la discontinuidad que representa la junta”.*

2.7.7. Vida útil

A vida útil es característica fundamental de cada junta. El promover una vida útil de las juntas lo más larga posible está en beneficio de los usuarios de las carreteras. La siguiente tabla clasifica relativamente los tipos de juntas en función de su vida útil.



Si se tiene en cuenta que la vida útil de una estructura puede ser del orden de los 100 años, con base en la vida útil de cada junta se infiere el número de veces que ha de rehabilitarse cada junta, y por ende, el número de veces que hay que cortar el tráfico.

TIPOLOGÍA DE JUNTAS			VIDA ÚTIL	JUNTAS
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	AÑOS	Nº/100 años
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	5	20
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	5	20
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	5	20
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	10	10
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	10	10
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	10	10
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas	10	10
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	25	4
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	10	10
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	10	10
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	10	10
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	10	10
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	50	2

Tabla 18: Clasificación relativa de la vida útil de cada tipo de junta y obtención del número de juntas necesarias durante los 100 años de vida útil de la estructura. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

Los Estados Unidos de América, preocupados por el coste a largo plazo de las juntas de calzada, se han realizado investigaciones que clasifican el tipo de junta en función de su vida útil. (Chang & Lee, 2001).

2.7.8. El tipo de tráfico

La siguiente tabla indica la viabilidad de cada tipo de junta en función de tipo de tráfico soportado.

Es de resaltar que sólo las juntas selladas con material elástico están previstas para tráfico ligero, aunque la investigación en nuevos materiales adecuados intenta alargar su vida.

Las juntas de chapa deslizante exterior están diseñadas para zonas de aceras y tienen la limitación de que admiten el tráfico sólo en un sentido.



TIPOLOGÍA DE JUNTAS			TRÁFICO	SENTIDO
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	L/M/P	uno/dos
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	LIGERO	dos
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	PESADO	dos
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	PESADO	dos
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	PESADO	dos
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	PESADO	dos
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	PESADO	dos
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	PESADO	dos
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	PESADO	dos
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	PESADO	dos
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	PESADO	dos
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	MEDIO	uno
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	PESADO	dos
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	PESADO	dos

Tabla 19: Clasificación relativa en función del tipo de tráfico soportado de cada tipo de junta. Elaboración propia a partir de (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

2.7.9. El ancho de la junta

La siguiente tabla la ocupación en planta de cada tipo de junta, lo cual influye directamente en el diseño de los anclajes a la testa del espaldón del estribo y a la capa de compresión del tablero.



TIPOLOGÍA DE JUNTAS			ANCHO JUNTA
REF	FIGURA	TIPOLOGÍA DE JUNTA	mm
1	Fig.2.4.2	Junta sellada con material elástico	20-40
2	Fig.2.4.3 Fig. 2.4.4	Perfil de caucho comprimido	30-100
3	Fig.2.4.5 Fig. 2.4.6	Juntas de betún modificado	350-550
4	Fig.2.4.7 Fig. 2.4.8	Banda de caucho plegada con borde metálico	50-130
5	Fig.2.4.9 Fig. 2.4.10	Banda de caucho plegada con bordes elastoméricos	200-550
6	Fig.2.4.11 Fig. 2.4.12	Perfil de elastómero armado	230-1200
7	Fig.2.4.13	Juntas con placas deslizantes	>carrera
8	Fig.2.4.14	Juntas modulares	>carrera
9	Fig.2.4.15 Fig. 2.4.16	Juntas de dientes	>carrera
10	Fig.2.4.17 Fig. 2.4.18	Juntas de peine	>carrera
11	Fig.2.4.19	Juntas de chapa deslizante exterior	>carrera
12	Fig.2.4.20	Juntas de puentes semiintegrales	20-50
13	Fig.2.4.21	Puentes integrales	20-50

Tabla 20: Clasificación relativa en función del ancho de ocupación en planta de cada tipo de junta. Elaboración propia a partir de(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

2.8. Costes de mantenimiento de juntas de calzada

Emmons & Sordyl (2006) hacen prognosis de la necesidad del mantenimiento de las estructuras de hormigón en USA atendiendo a los costes y necesidades de inversión.

“Bridge bumps are a major problem across United States and State Department of Transportation has to spend a huge amount of money as repair cost every year. Briaud et al. summarized that out of 600,000 bridges across United States 150,000 bridges, approximately 25% of total bridges, had bridge bumps that cost approximately \$100 million per year for repair” (Briaud, James, & Hoffman, 1997, pág. 75)

“El coste económico total, habida cuenta de los inconvenientes que siempre acarrea cualquier intervención en las juntas, generalmente encuentra su mínimo para aquellas que tengan una vida útil lo más larga posible y cuya conservación conlleve las mínimas incidencias en la circulación.” (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003)

La siguiente tabla recoge la distribución de los puentes por tipología estructural en Europa, lo que permite hacer una idea de la gran magnitud de inversiones pendientes de realizar, pero que quedan fuera del ámbito del presente trabajo.



Juntas de calzada en puentes: Propuesta de junta integral en estribos (JIE)

Country	Type of superstructure (%)							Material in superstructure (%)						
	Arch	Slab	Beam & Slab	Box Girder	Suspension	Cable Stayed	Other	Masonry	Reinf. Concrete	Pre-stressed Concrete	Steel	Composite	Timber	Other
Austria	2.83	8.22	76.90	7.10	0.29	0.20	4.47	2.26	74.40	6.58	9.80	1.66	0.76	4.54
Czech Republic	0.84	43.11	23.30	0	0	0	32.75	13.07	48.86	18.32	5.88	0.42	0	13.44
Denmark (All roads)	5 (E)	50 (E)	40 (E)	1 (E)	0 (appx)	0 (appx)	4 (E)	1 (E)	80 (E)	10 (E)	5 (E)	3 (E)	1 (E)	0(appx)
(National roads only)	6.69	62.79	24.64	1.74	0.07	0.07	4.00	0.29	50.84	42.11	5.45	0.36	0.22	0.73
France *	29.97	31.20	7.63	1.54	0.04	0.03	29.59	25.86	47.13	22.31	0.85	3.84	0	0
Ireland *	33.80	39.79	17.66	0	0	0	8.75	33.65	43.54	0	4.75	18.06	0	0
Norway *	2.00	34.79	21.79	0.60	← 0.50 →		40.32	1.32	← 76.06 →		← 22.62 →		0	0
Slovenia **	6.54	38.34	25.00	0.84	0	0.05	29.24	5.62	72.79	15.14	5.25	0.73	0.47	0
Spain **	30.00	10.62	50.27	4.01	0	0.03	5.07	31.48	17.65	48.31	0.49	2.07	0	0
Sweden ***	0.82	56.00	17.35	0.85	0.01	0.02	24.94	4.00	66.40	4.00	24.00	1.20	0.40	0
United Kingdom	40 (E)	30 (E)	13.5(E)	0.5 (E)	0 (appx)	0 (appx)	16 (E)	40 (E)	35 (E)	9 (E)	6.5(E)	7.5 (E)	1.5(E)	0.5 (E)

- (E) Estimate
- * National roads only
- ** National and Regional roads only
- *** SNRA and one local authority only

Table 3 Distribution of superstructure type and construction material for bridges

Tabla 21: Clasificación del tipo de tablero de puente y del material que lo constituye. (European Comminnion. Directorate General Research, 2004)

La UE (European Comminnion. Directorate General Research, 2004) en su programa “cost 345” recoge los datos estadísticos relativos a la distribución de **la tipología de puentes y su edad**, de donde se infiere igualmente la gran necesidad de inversión dentro de no mucho tiempo.

Se vuelve a insistir en la idea de la necesidad de contemplar el coste total de las infraestructuras, lo que implica la consideración del coste de instalación inicial, el coste de inspección, el coste de mantenimiento y el coste de rehabilitación parcial. Si sólo se tiene en cuenta el coste de instalación inicial, es el contribuyente el que paga de más.



Country	Age (per cent)				
	Pre 1900	1900 – 45	1946 – 69	1970 – 2001	Not known
Austria	0.52	4.47	34.15	56.61	4.25
Czech Republic	8.06	23.40	22.08	33.53	12.93
Denmark	3 (E)	16 (E)	30 (E)	51 (E)	0
France *	0.43	4.25	35.82	59.50	0
Norway *	1.19	9.30	33.50	56.01	0
Slovenia **	3.62	18.66	22.22	55.50	0
Spain **	28.40	10.58	21.54	39.48	0
Sweden	1.20 (E)	12.00 (E)	38.80 (E)	48.00 (E)	0
Switzerland*	0	0	39.85	60.15	0
United Kingdom	40(E)	20(E)	20(E)	20(E)	0

(E) Estimate

* National roads only

** National and Regional roads only

Table 4 Age distribution of bridges

Tabla 22: Distribución de la edad del puente. European (European Commission. Directorate General Research, 2004)



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**





3. LA LOSA DE TRANSICIÓN: ELEMENTO DE INTERFERENCIA CON LA JIE

En el capítulo anterior se ha descrito lo qué es una junta de calzada, las funciones que ha de realizar, su clasificación tipológica, el número de juntas por estructura, su localización en función del tipo de estribo y la importancia de los costes totales de las mismas.

Ya se avanzó que la junta integral de estribo se localiza sobre el trasdós de dicho estribo, justo bajo el pavimento asfáltico. Esa zona suele estar colonizada por otro elemento estructural denominado **losa de transición**.

Dada la presencia de losas de transición en las estructuras actuales y la vocación universal de las juntas integrales de estribo, tanto para nuevos puentes como para rehabilitar los existentes, se ha de abordar el estado de la técnica de este elemento, en los aspectos que influyen en la junta integral de estribo.

Las funciones primordiales de la losa de transición son:

- El puenteo de la zona de trasdós de difícil compactación
- La transición suave desde la zona de trasdós a la zona de estructura

Se recuerda que **las juntas de expansión, en sus especificaciones, no certifican la vida útil si no hay un adecuado acabado del pavimento anterior y posterior a la junta de calzada**. La zona de estructura no presenta problemas, pero la zona de trasdós de estribo es una de las zonas con más causas de patologías estructurales de la traza, como se demostrará con su enumeración. Esta es la razón fundamental por la que se estudia la losa de transición como un apartado fundamental del documento.

3.1. Normativa para la disposición de las losas de transición

La losa de transición puede estar o no estar dependiendo del tipo de tráfico. La normativa española (Ministerio de Fomento, 1992) que lo regula está basada en la francesa (SETRA, 1984).

La “Guía para la concepción de puentes integrales”(Ministerio de Fomento, 2000, págs. 62-65) da ciertos criterios para el diseño estructural de las losas de transición. Pero no todos. Los criterios para la determinación de la longitud de las losas de transición atienden a criterios de deformacionales de asiento diferenciales entre la zona de losa conectada al estribo y el extremo opuesto.



En cambio, la normativa suiza (OFROU [Office fédéral des routes], 2010) da criterios de diseño de la longitud de la losa de transición atendiendo a la cuña de deslizamiento del terreno del trasdós. También facilita detalles constructivos de conexión entre losa de transición y espaldón de estribo.

La normativa americana (AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials], 2012) plantea el dimensionamiento de la losa de transición superficial como una losa simplemente apoyada en el diafragma de estribo en un lado y en un durmiente de apoyo en el extremo opuesto, centrado en la junta de expansión.

En el siguiente capítulo se repararán los criterios de cálculo de las losas de transición en concomitancia con sus patologías.

3.2. Razones para la disposición de la losa de transición

Las razones para disponer la losa de transición son:

- “Las **dificultades para compactar perfectamente los terraplenes de acceso a una obra de paso**, contiguos a los estribos, facilitan la aparición de asientos. Con el paso del tiempo y del tráfico se pueden producir desnivelaciones de algunos centímetros entre el pavimento de la calzada situado sobre los terraplenes de acceso junto a los estribos, y el colocado directamente sobre éstos”. (Ministerio de Fomento, 1992, pág. 1)
- Los **efectos higrotérmicos sobre el estribo que tienden, en sus ciclos a socavar el plano de conexión entre terraplén y espaldón de cabecero de estribo**. Este efecto depende fundamentalmente del tipo de estribo y del estado de los apoyos.
- **La socavación de la zona del trasdós de estribo por el agua que se cuela en el intersticio**
- **La falta de terraplén de apoyo suficiente en la zona frontal de estribo en intradós**

3.3. Cuándo prescindir de las losas de transición

La disposición de losas de transición debe ser la norma, y la ausencia de las mismas la excepción perfectamente acotada en la “*Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso*” (Ministerio de Fomento, 1992, pág. 2):



- **Relacionados con el tráfico y el asiento previsible**

Se podrá prescindir de la losa de transición si, simultáneamente:

- La categoría de tráfico pesado es T2 o inferior.
 - El asiento previsible del terraplén de acceso, incluido el de su cimiento, es inferior a 20 mm si el tablero apoya también sobre el terraplén (estribo flotante), o a 10 mm en los demás casos.
- **Relacionados con el estribo**

Si el estribo tiene un sistema de contención del terraplén de acceso mediante elementos prefabricados con tirantes interiores o una estructura de suelo reforzado, la compactación del terraplén bajo el apoyo del tablero suele ser dificultosa. En estos casos no se prescindirá de la losa de transición.

Se concluye por tanto la conveniencia de disponer de losas de transición en la mayoría de los casos convencionales.

No obstante, esto se está poniendo en duda especialmente para los puentes con estribos integrales. (Lock, 2002).

La experiencia del autor en el puente de La Jarosa en Madrid, puente de una de las principales vías de comunicación del país, manifestó un perfecto comportamiento del trasdós del estribo sin losa de transición. La tipología del trasdós era la de un estribo cerrado con largos muros de aleta en vuelta y escalonados, por lo que el confinamiento del relleno, la calidad del mismo y el histórico de cargas de tráfico compactándolo se demostraron suficientes para no ser necesaria la losa de transición.

3.4. Tipos de losas de transición

En la experiencia europea, en función del tipo de firme, bien rígido, bien flexible, la losa de transición dispuesta en el trasdós del estribo tiene una configuración superficial o parcialmente enterrada para conseguir una mejor transición de las acciones de tráfico mediante la adecuada transición de la rigidez del firme de apoyo entre el terreno del trasdós y el punto duro que representa el estribo.

A continuación se comentan gráficamente las figuras gráficas correspondientes a la nota de servicio del Ministerio de Fomento (Ministerio de Fomento, 1992)

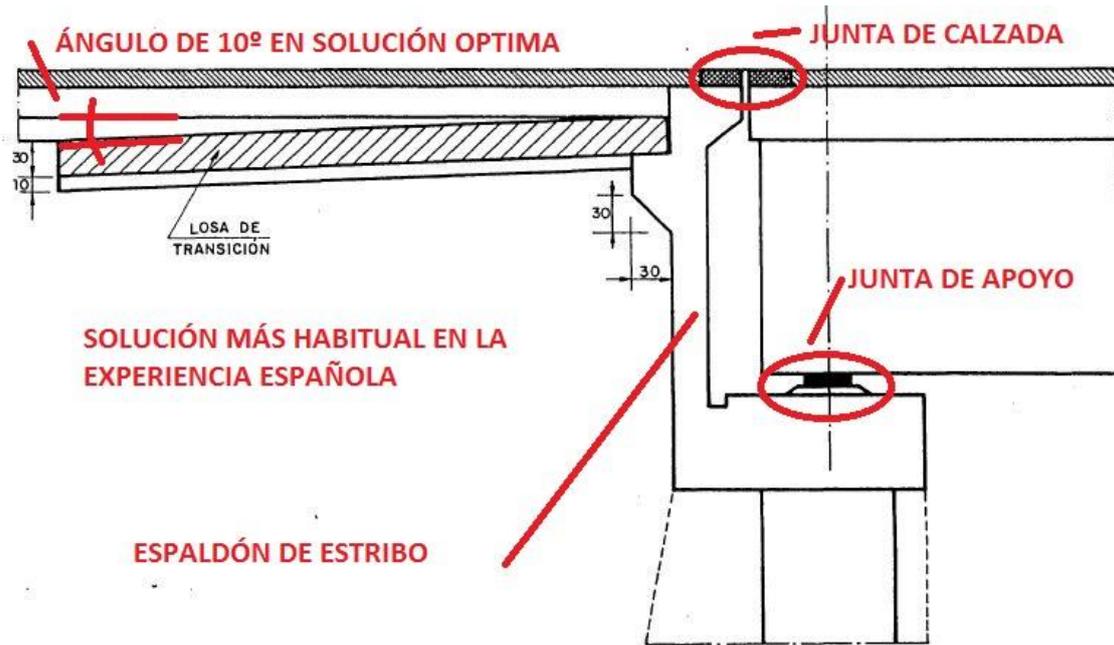


Fig. 3. 1: Estribo no integral con firme flexible. (Ministerio de Fomento, 1992)

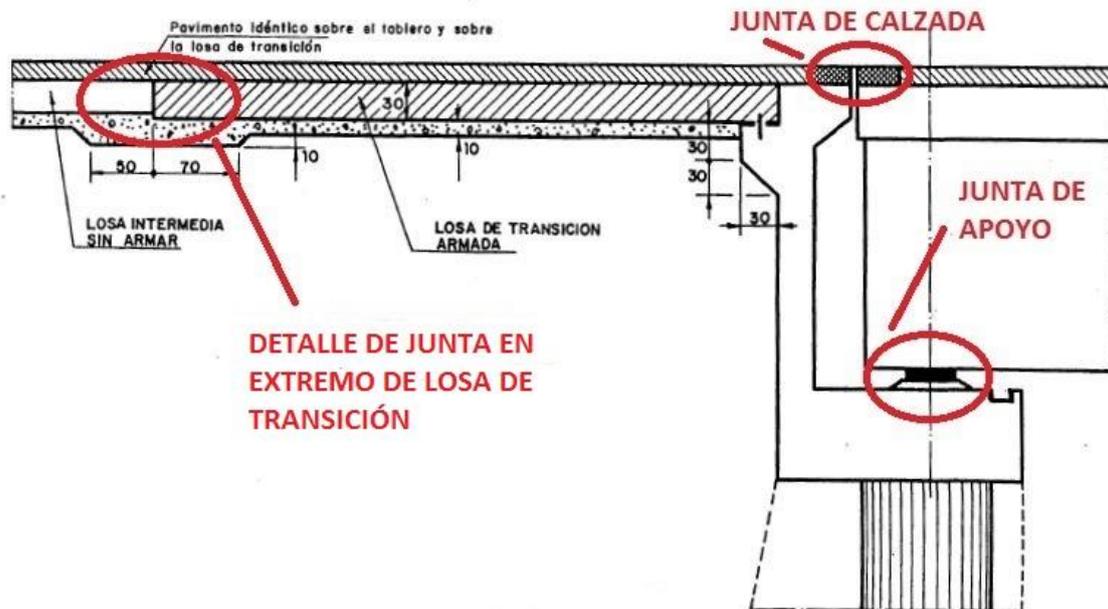


Fig. 3. 2: Estribo no integral con firme rígido. (Ministerio de Fomento, 1992)

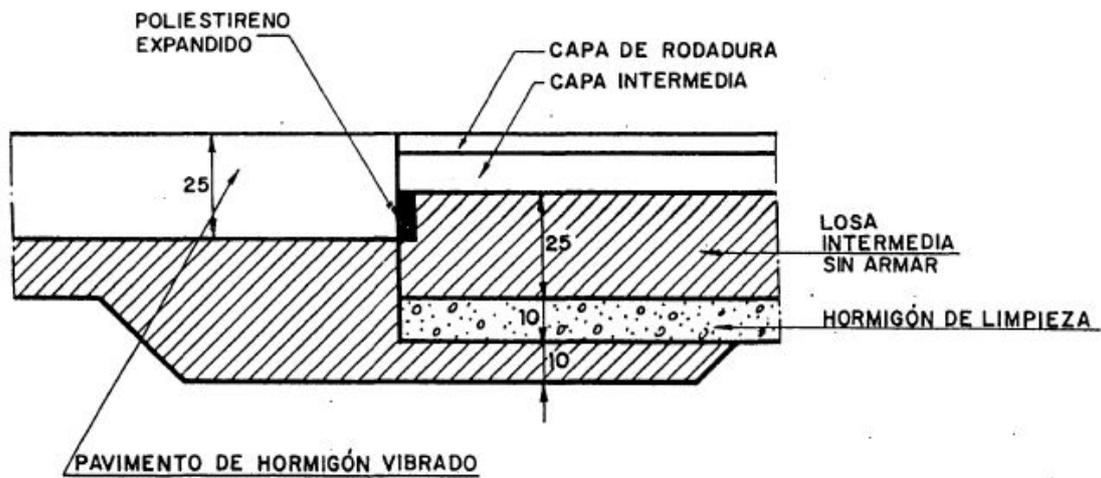


Fig. 3. 3: Detalle de junta en extremo de losa de transición. (Ministerio de Fomento, 1992)

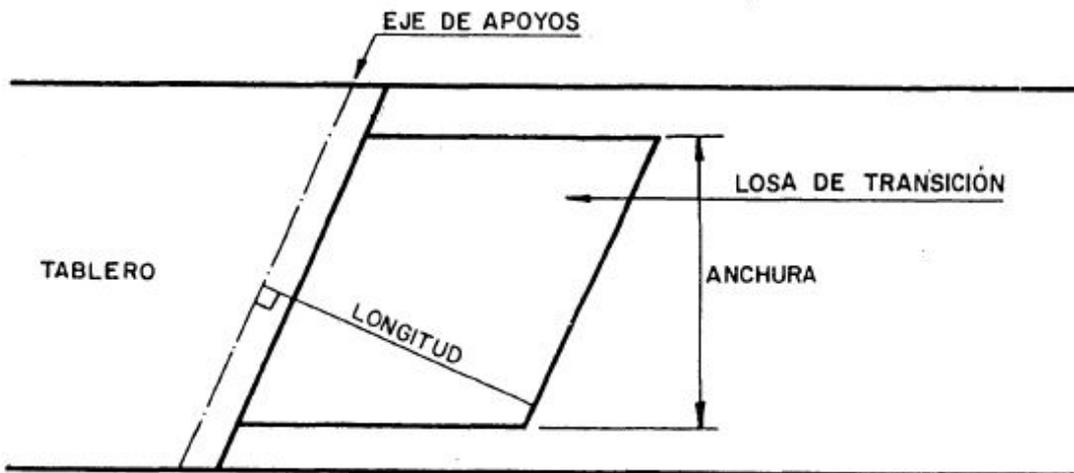


Fig. 3. 4: Losa de transición en estribo. Disposición en planta. (Ministerio de Fomento, 1992)

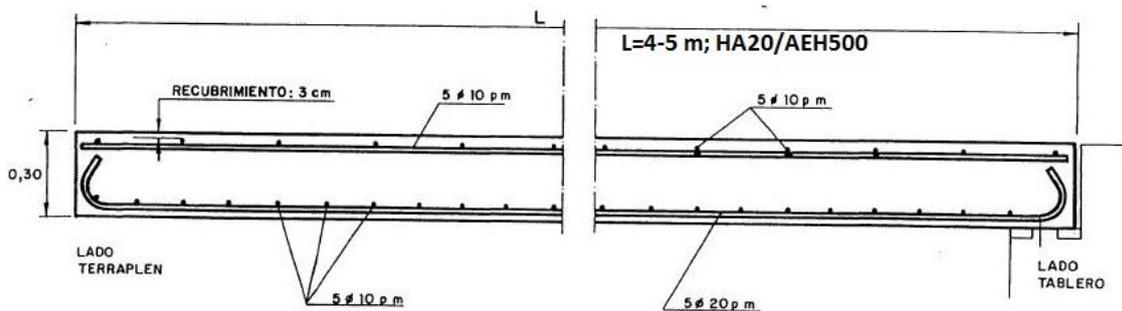


Fig. 3. 5: Losa de transición en estribo. Armado típico. (Ministerio de Fomento, 1992)



Juntas de calzada en puentes: Propuesta de junta integral en estribos (JIE)

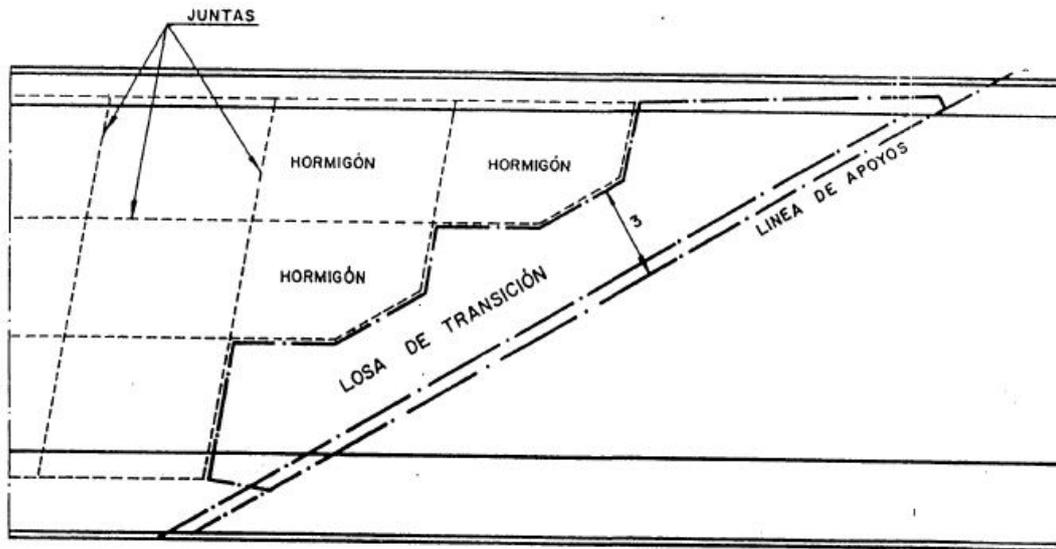


Fig. 3. 6: Losa de transición en estribo. Disposición en planta de estribo esviado. (Ministerio de Fomento, 1992)

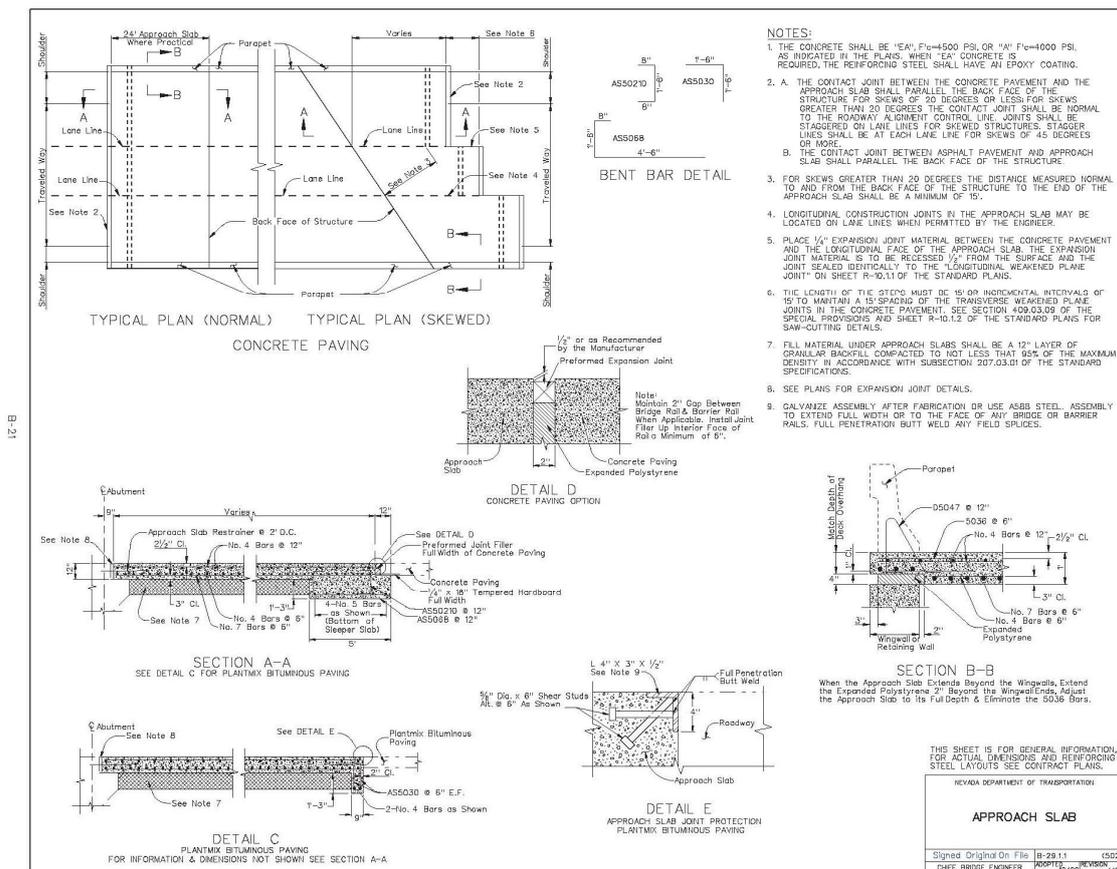


Fig. 3. 7: Plano tipo de losa de aproximación o losa de transición del Estado de Nevada. (NDOT [Nevada Department of Transportation], 2010) Es de resaltar lo cuidado de todos los detalles.

La figura anterior es un ejemplo de plano tipo que se desarrolla y publica, para conocimiento de los consultores, en todos los departamentos de transporte de los



estados norteamericanos. Con base en la sanción de la experiencia, los detalles tipo se van actualizando y mejorando en el tiempo.(NCP [National Center for Pavement Preservation], 2015)

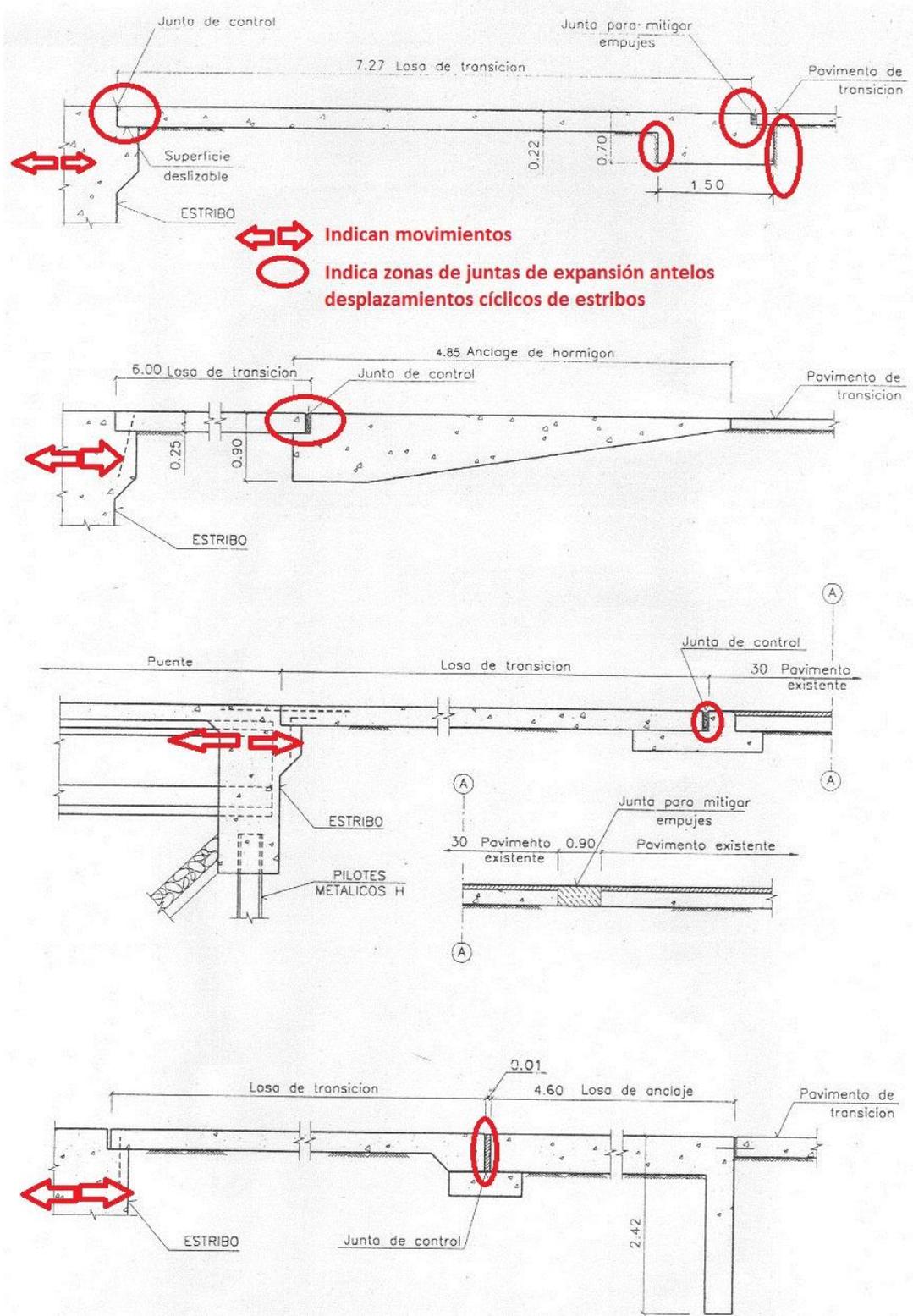


Fig. 3. 8: Detalles de losas de transición norteamericanas. (Ministerio de Fomento, 2000)



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**





4. PATOLOGÍAS DE LAS JUNTAS DE CALZADA Y DE LAS LOSAS DE TRANSICIÓN; CONSECUENCIAS, CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES

En el capítulo 2 se ha descrito lo qué es una junta de calzada, las funciones que ha de realizar, su clasificación tipológica y la importancia de los costes de mantenimiento de las mismas.

En el capítulo 3 se han descrito las dos tipologías fundamentales para las losas de transición asociadas a cada tipo de firme, rígido o flexible.

En este capítulo *se analizan las patologías* asociadas a las juntas de calzada y a las losas de transición; *se describirán brevemente las consecuencias de las patologías*; por último *se pormenorizará cada una de las causas y se esbozarán soluciones*.

Con la perspectiva global de las patologías presentes en la actualidad se planteará en el siguiente capítulo la nueva fórmula estructural propuesta para la resolución de la junta de estribo.

4.1. Patologías asociadas a las juntas de calzada

“Las juntas de dilatación de tableros de puentes o de calzada son probablemente el elemento más delicado del equipamiento del puente debido a la complejidad de funcionamiento estructural ante las cargas que recibe al estar en contacto directo con el tráfico en los puntos de discontinuidad de los tableros.”(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 85)

Las *patologías asociadas a las juntas de calzada* tienen causas múltiples y variadas y a continuación se presentan las más frecuentes extractadas de la referencia anterior y de otras fuentes:

1. **Rotura o desprendimiento parcial o total** del dispositivo de juntas.
2. **Degradación** con expulsión **de material** en las bandas de transición o en el pavimento.
3. **Deterioro** en el sistema de **drenaje**

Las *consecuencias* de las patologías en las juntas de calzada son las siguientes:

1. Molestias al conductor
2. Ruido al paso de vehículos
3. Accidentes provocados por
 - a. Elementos de junta desprendidos, como tornillos



- b. Impacto de rueda en junta desprendida
4. Provocar daño en aparatos de apoyo del puente por permitir el paso del agua
5. Aumento de las carga dinámicas del tráfico
6. Empuje de tablero sobre los estribos por
 - a. Relleno o macizado de las holguras no limpiado
 - b. Mal reglaje durante la puesta en obra
 - c. Mal dimensionamiento de la junta
7. Inicio de corrosión por pérdida de la impermeabilidad de la calzada, especialmente si el agua lleva sales de fundente
8. Inicio de la corrosión bajo tensión en cabezas de pretensados y postesados
9. Aumento del peligro ante el paso de el tráfico ciclista de carreras populares (Información cortesía de Azul de revestimientos andaluces S.A.)
10. Costes de inspección para el contribuyente
11. Costes de mantenimiento para el contribuyente
12. Costes de reparación y sustitución para el contribuyente

Las **causas asociadas a las patologías** de las juntas de calzada se enumeran a continuación.

4.1.1. Causas genéricas asociadas a las patologías de juntas

Los siguientes cuadros recogen todas las posibles **causas genéricas de patologías de juntas de calzada**.

Se remarca la multitud de causas de patologías en juntas, lo que hace muy difícil la diagnosis de cualquier problema. A estas causas genéricas se les pueden unir causas específicas de cada tipo de junta.

La realización de los cuadros de clasificación tipológica está basada, principalmente, en la referencia de la Asociación Técnica de Carreteras (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, págs. 85-88).

Coincide en su diagnóstico con investigaciones norteamericanas(Chang & Lee, 2001). La siguiente figura recoge el ranking de la problemática observada en las juntas de expansión norteamericanas:



RANKING DE PATOLOGÍAS NORETEAMERICANAS	
REF	DESCRIPCIÓN
1	Sellados con pérdidas, fracturas, divisiones, grietas, dañadas o endurecidas. Agujeros en los sellados
2	Deterioro alrededor de los áreas de apoyos en mesetas de estribos y en dinteles de pilas
3	Daño en las resinas epoxídicas de relleno, o de los adhesivos de inyección provocando la separación del material de la junta de la superficie de recepción de la misma
4	Evidencia de filtraciones de agua en la parte inferior del tablero o en las zonas de bordillos
5	Fisuración, roturas y desprendimientos del hormigón, así como corrosión o exposición del armado o acero estructural en el sustrato de las juntas
6	Dfuncionamiento deficiente
7	Sellado de holguras con suciedad o materiales no compresibles en la zona de sellado
8	Ruido al paso de vehículos sobre las juntas
9	Rotaciones, inclinaciones o asentamientos de las juntas
10	Incorrecta abertura y alineación
11	Inadecuada adherencia para la rodadura de vehículos
12	Restricción de movimientos causando problemas tales como inclinación de los tableros
13	Pérdida, fractura, división, daño o endurecimiento de materiales susceptibles de vandalismo callejero
14	Tráfico en contacto con el sellado
15	Reptado y flujo de material polimérico durante el tiempo caluroso

Tabla 23: Ranking de problemas en juntas de expansión norteamericanas (Chang & Lee, 2001)

A continuación se recoge una tabla que resume los problemas que se presentan las losas de transición, así como un esbozo de las soluciones a cada uno de ellos.

Entre la causa y la posible solución o forma de paliar el problema se encuentra el tipo de control a realizar, si en proyecto o en obra, para evitar el problema.

Se resaltan los **diferentes oficios y tecnologías que intervienen en la ejecución de las juntas de calzada**. Las empresas **contratistas no suelen ser las empresas instaladoras**, y la colocación de las juntas depende de **especificaciones de materiales singulares**, como lo son las resinas y los morteros sin retracción, siendo ya de por sí la **junta un producto industrial con sus certificaciones específicas**. Así pues intervienen:

- La contrata
- La empresa instaladora
- La empresa proveedora de materiales de rehabilitación estructural
- La industria suministradora de la junta



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**



JUNTAS DE CALZADA (1)			
REF	DESCRIPCIÓN DE LAS CAUSAS GENÉRICAS DE PATOLOGÍAS QUE AFECTAN A LAS JUNTAS DE CALZADA	TIPO	SOLUCIONES POSIBLES PARA LA ELIMINACIÓN O PALIACIÓN DE LA CAUSA DE PATOLOGÍA
1	<i>Separación o huelgo estructural erróneo</i> por mal proyecto	Proyecto	Control de proyecto
2	Separación o huelgo estructural erróneo por mala ejecución	Obra	Control de ejecución. Tolerancias. Losa de transición norteamericana trasdosando la junta.
3	Tipología inadecuada para los movimientos previstos	Proyecto	Control de proyecto
4	Tamaño inadecuado para las solicitaciones previstas	Proyecto	Control de proyecto
5	Rango horizontal inadecuado por mal dimensionamiento	Proyecto	Control de proyecto
6	Recorrido horizontal inadecuado por mal dimensionamiento	Proyecto	Control de proyecto
7	Rango horizontal inadecuado por mal reglado	Obra	Control de ejecución
8	Recorrido horizontal inadecuado por mal reglado	Obra	Control de ejecución
9	<i>Movimientos verticales no tenidos en cuenta</i> especialmente los diferenciasles en vuelos de tablero respecto a los rígidos espaldones de estribo	Proyecto	La disposición de vigas riostra de rigidización de vuelos de tablero es habitual en rehabilitaciones. Debería realizarse un control de proyecto.
10	Movimientos provocados por <i>giros no tenidos en cuenta</i>	Proyecto	La disposición de vigas riostra de rigidización de vuelos de tablero es habitual en rehabilitaciones. Debería realizarse un control de proyecto.
11	Fallo de puesta en obra de resina	Obra	Seguir las disposiciones del fabricante del material para la puesta en obra es fundamental. Control de obra
12	Fallo de puesta en obra de mortero	Obra	Seguir las disposiciones del fabricante del material para la puesta en obra es fundamental. Control de obra
13	Fallo de puesta en obra de anclaje	Obra	Seguir las disposiciones del fabricante del anclaje para la puesta en obra es fundamental. Control de obra
14	Fallo de puesta en obra de productos de imprimación	Obra	Seguir las disposiciones del fabricante de la resina para la puesta en obra es fundamental. Control de obra
15	Falta de junta en zona de aceras y barreras	Proyecto	Control de proyecto y no oahorrar en ejecución
16	<i>Interferencia entre los anclajes y la armadura de infraestructura (espaldón de estribos o tablero).</i>	Proyecto y obra	Especialmente en la raparación de juntas este es un grave problema, puesto que no se sabe dónde está localizada la armadura de la infraestructura y puede interferir con los anclajes. Control de proyecto con investigaciones previas y control de obra. También es deseable un sistema de juntas con tolerancias
17	<i>Separación insuficiente entre los anclajes y el borde del tablero o muro estribo (labios de la junta). Los esfuerzos en la dirección del tráfico pueden arrancar los anclajes</i>	Proyecto y obra	Control de proyecto con investigaciones previas a la definición del detalle y control de ejecución.

Tabla 24: Causas y posibles soluciones a las patologías asociadas a las juntas de calzada (1).(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003) . *En cursiva copias literales de la referencia.*



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**

JUNTAS DE CALZADA (2)			
REF	DESCRIPCIÓN DE LAS CAUSAS GENÉRICAS DE PATOLOGÍAS QUE AFECTAN A LAS JUNTAS DE CALZADA	TIPO	SOLUCIONES POSIBLES PARA LA ELIMINACIÓN O PALIACIÓN DE LA CAUSA DE PATOLOGÍA
18	<i>Desnivelación entre el firme y la propia junta o entre ambos lados de la junta</i>	Obra	Control de ejecución del elemento que se construye en último término, si la junta o el pavimento adyacente
19	<i>Desnivelación entre los dos lados de la junta en instalaciones en zonas con rasante en fuerte pendiente como consecuencia de los movimientos horizontales de apertura y cierre.</i>	Proyecto	<i>Situar las juntas en zonas con rasante horizontal, o disminuir al máximo la pendiente en el entorno de la junta.</i> Control de proyecto
20	Drenaje inexistente o mal ejecutado, sin continuidad entre el sistema del tablero y el de la junta	Proyecto y obra	Control de proyecto y obra
21	<i>Utilización de materiales inadecuados o defectuosa colocación en obra de los mismos. Esto se produce a menudo en las bandas de transición pavimento-junta y en el material de guardacantos en los bordes de las juntas, debido a una escasa resistencia del material, excesiva rigidez, falta de adherencia perfecta con el hormigón del tablero, no poseer nula retracción, diferente coeficiente de dilatación de los materiales, o concentración de tensiones en las zonas de anclaje</i>	Obra	Control de obra y de recepción de materiales
22	Degradación por contacto continuo con el ambiente y por fatiga de trabajo de los elementos elásticos constitutivos de la junta (masillas, elastómeros, etc.), y de las bandas de transición de masilla epoxy produciendo su fisuración y desprendimiento	Explotación	Drenaje, inspección y mantenimiento adecuados
23	Degradación de los elementos constitutivos de la junta por agresión accidental de vehículos (cortes o arrancamientos producidos por máquinas quitanieves, daños de fuego por incendio de vehículos, impactos en accidentes de vehículos, etc).	Explotación	Inspección y mantenimiento adecuados que impidan escalones no deseados
24	<i>Carencia de mantenimiento y limpieza adecuados</i>	Explotación	<i>Limpiar depósitos de suciedad en las ranuras entre las distintas partes de la junta y reparar cuanto antes pequeños elementos o zonas deterioradas (pernos arrancados, bandas de ransición deterioradas, etc.). La obstrucción de los huecos de las juntas puede inducir importantes esfuerzos en los anclajes</i>
25	Mal estado del propio dispositivo de junta	Obra	Control de recepción en obra
26	Asiento de cimentación	Proyecto y obra	Control deformacional del estribo. Esta es una comprobación que normalmente no se realiza en proyecto pero que debiera hacerse
27	Desplazamientos del muro del estribo	Proyecto y obra	Control deformacional del estribo. Esta es una comprobación que normalmente no se realiza en proyecto pero que debiera hacerse
28	Pavimento limítrofe con la junta en mal estado	Proyecto y obra	Hay que hacer un adecuado diseño de la losa de transición y una puesta en obra correcta del pavimentado circundante a la junta.
29	Pendiente longitudinal del tablero pronunciada	Proyecto	La pendiente del tablero puede provocar que el punto fijo del tablero acabe siendo la junta de estribo más baja

Tabla 25: Causas y posibles soluciones a las patologías asociadas a las juntas de calzada (1).(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003) *En cursiva copias literales de la referencia.*



De entre las causas anteriores cabe destacar la importancia que, en el mantenimiento y en la rehabilitación de juntas en Norteamérica, se da a evitar la escorrentía de agua a través de dicha junta: *“The designer should always seal the deck joint over expansion bearings and control roadway runoff water”* (Delaware Department of Transportation, 2005, pág. 9_17)

La siguiente figura recoge un caso extremo real de un puente de vigas sobre río en que la escorrentía unida a los ciclos térmicos y la falta de confinamiento del material de relleno de trasdós han provocado.



Fig. 4.1. 1: Puente real a rehabilitar con ausencia de junta, y apoyos en mal estado. Los ciclos térmicos, y sobre todo, la erosión del agua han arruinado el estribo del puente. Cortesía de Azul de revestimientos andaluces S.A.



4.1.2. Causas específicas de patologías de juntas elastoméricas

Las juntas elastoméricas tienen la problemática específica en(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 88):

- La *pérdida de adherencia*
- La *pérdida de elasticidad*
- La *degradación del propio material de relleno* constitutivo de la junta

Este tipo de juntas es muy utilizado en los países norteamericanos. Las juntas elastoméricas fallan de continuo y prueba de ello es la gran variedad de soluciones existentes en el mercado incluso dentro de dos estados con climas parecidos, tal y como demuestran campañas de investigación en Minnesota (Reza, 2013). En esta misma referencia se hace notar fallos por rotura frágil del sellante antes de los dos años de vida útil en 5/18 estructuras revisadas.

4.1.3. Causas específicas de patologías de perfiles de caucho comprimido

En las juntas con perfiles de elastómero(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 88) comprimido los problemas pueden provenir por:

- La *pérdida de compresión de la junta*, debido al relajamiento del propio perfil de caucho.
- Una *excesiva compresión* debido a un mal reglaje de la junta que puede provocar la expulsión del perfil de elastómero.
- *Degradación del mortero de transición*
- *Falta de hermeticidad* si el mantenimiento no es suficiente

4.1.4. Causas específicas de patologías de betún modificado

Las juntas con betún modificado pueden tener causas de patología(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 88) provenientes de:

- El *dimensionamiento incorrecto del espesor y anchura del relleno elástico* que ocasionará excesivo hundimiento y abultamiento en los movimientos



de apertura y cierre de la junta, que afectarán al nivel de comodidad del tráfico.

- Su **utilización en áreas de giro brusco** de vehículos pesados.
- La **degradación del material o falta de adherencia**, para lo que debe utilizarse una formulación adecuada del betún modificado y un proceso correcto de ejecución, a la temperatura precisa

4.1.5. Causas específicas de patologías de juntas ancladas con pernos (juntas de elastómero y juntas deslizantes).

Este tipo de juntas que tiene pernos tiene las siguientes patologías específicas(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, págs. 89-90):

- **Corrosión de pernos**, por lo que ha de elegirse adecuadamente el material del mismo
- **Rotura de pernos** por mala colocación o incremento de cargas dinámicas
- Falta de profundidad y por lo tanto de longitud de anclaje de los pernos, que puede ocasionar su arranque y desprendimiento.
- **Falta de recubrimiento de hormigón en los pernos**, a borde o en profundidad, que puede ocasionar su arranque o desprendimiento, y la fisuración y rotura de las capas superiores de protección de mortero, formando una vía de corrosión de los elementos metálicos.
- **Mala colocación de la armadura de final de losa**, ocasionando que los pernos se anclen a un soporte inadecuado.
- Concentración de tensiones en los pernos debido a la acción de **cargas dinámicas de tráfico**; este efecto se ve disminuido con la colocación de placas de anclaje.
- **Degradación de las bandas de transición.**
- **Levantamiento de alguna de las partes**, bien perno, bien chapa deslizante que conllevan gran peligro para la circulación.

Los fallos en las juntas de elastómero y deslizantes son acrecentados por la ausencia de mantenimiento de la junta.

Del análisis de estas causas se derivan ciertas normas de buena práctica que son fundamentales para la adecuada colocación de las juntas de calzada y que obedecen principalmente a criterios constructivos fundamentales para la coordinación de las diferentes empresas que participan en la ejecución y rehabilitación de juntas:



- Meseta saneada de 0,40 m como mínimo en cabeza de espaldón de estribo
- Espacio saneado de 0,40 m como mínimo en zona de tablero
- Compatibilidad de separación de pernos prevista en junta y separación de estribos y de armado en cabeza de espaldón de estribo.
- Idem en zona de tablero.
- No es descartable la idea de dar ciertos parámetros estándar recomendables, lo que ayudaría a la industria en la fabricación y a la contrata en la ejecución

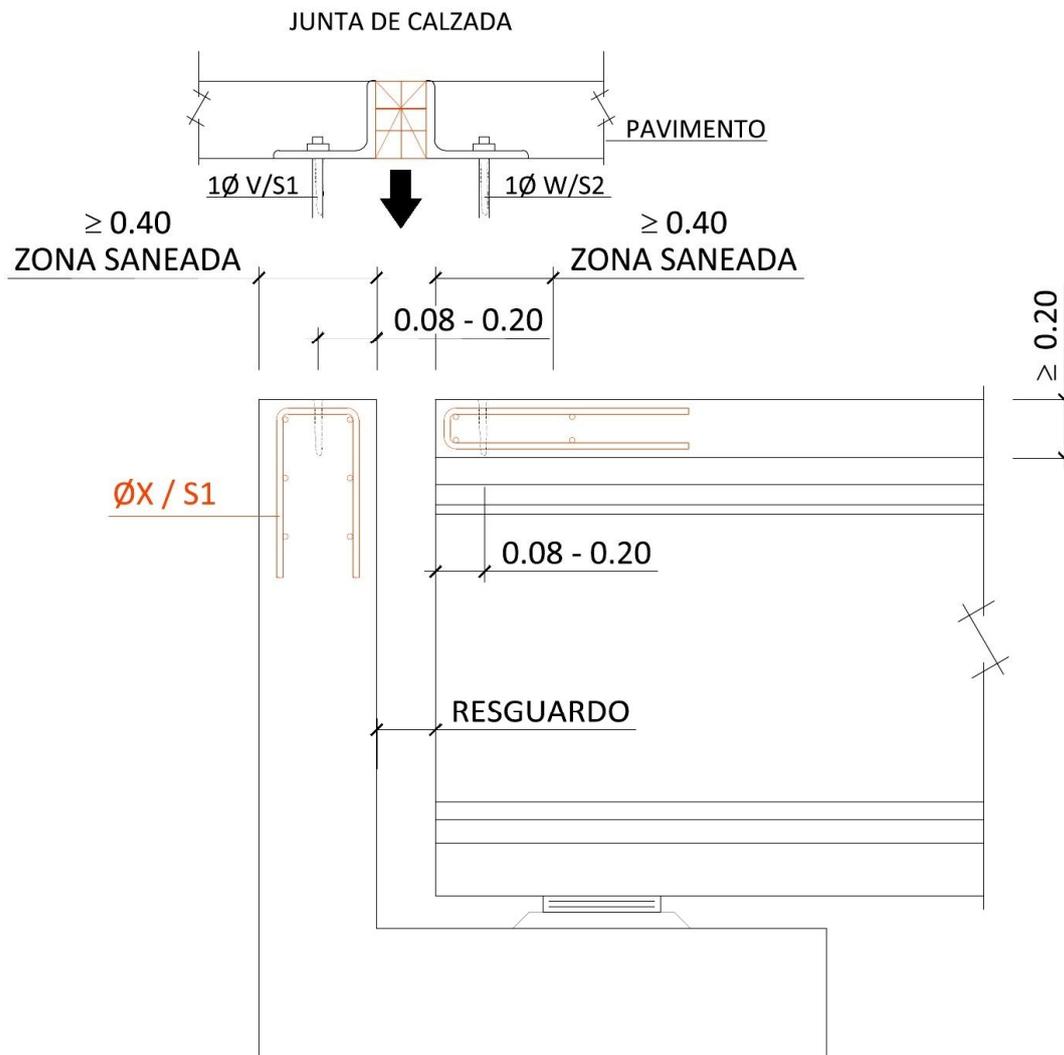


Fig. 4.1. 2: Detalle en que se observa la necesidad de establecer estándares de separaciones de armado para evitar la interferencia entre pernos y armadura de tablero o de cabeza de espaldón de estribo.



4.1.6. Causas específicas de patologías de juntas modulares.

Este tipo de juntas tiene las siguientes patologías específicas(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 90):

- **Corrosión de sus partes** metálicas
- **La no adecuación en la puesta en obra** a las especificaciones del fabricante industrial

El mantenimiento de este tipo de juntas es importante para la prolongación de su vida útil.

4.1.7. Causas específicas de patologías de juntas de peine.

Este tipo de juntas tiene las siguientes patologías específicas(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 90)

- **Todas las causas relativas a las juntas con pernos** (Ver 4.1.5)
- **Corrosión** de sus partes metálicas
- **Falta de mantenimiento y limpieza** de los intersticios entre labios metálicos de junta

4.1.8. Ejemplos gráficos concretos de patologías en juntas.

A continuación se presenta una colección de diferentes problemas concretos en juntas de calzada.



Fig. 4.1. 3: Patología por ausencia de junta. Desde el primer año aparece.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 93)



Fig. 4.1. 5: Patología por ausencia de junta en zona de aceras.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 94)



Fig. 4.1. 4: Patología por aterramiento de junta. Los morteros de acompañamiento no han tenido un correcto puente de unión con el pavimento por lo que se han convertido en vías de entrada de agua. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 93)



Fig. 4.1. 6: Patología por aterramiento y falta de mantenimiento.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 94)



Fig. 4.1. 7: Patología por falta de mantenimiento. La pérdida de las placas deslizantes pueden causar grave daño al usuario, lo mismo que las cabezas de los pernos remanentes, (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 94)



Fig. 4.1. 8: Patología por pavimentación sobre junta. A la mínima variación térmica se vuelve a manifestar la junta, volviendo a ser vía de filtración de agua. (ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 95)



Fig. 4.1. 9: Patología por hundimiento de morteros de junta. La causa es una instalación inadecuada.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 95)



Fig. 4.1. 10: Patología por envejecimiento del elastómero del perfil armado de junta.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 95)



Fig. 4.1. 11: Patología por envejecimiento del perfil de caucho comprimido.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 96)



Fig. 4.1. 13: Patología por deterioro del betún modificado de la junta.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 96)



Fig. 4.1. 12: reparación incorrecta sobre junta.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 96)



Fig. 4.1. 14: Patología por rotura y hundimiento de junta en voladizo de puente.(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 96)



Standard E8 expansion joints often fail in winter as the bridge contracts and moves away from the pavement.

Fig. 4.1. 15: En junta de control, junta de expansión o junta de calzada de los estribos integrales o semi-integrales norteamericanos. (Reza, 2013)



Fig. 4.1. 16: Junta cegada provisionalmente. Cortesía de AZUL



Fig. 4.1. 17: Junta de elastómero armado sin mantenimiento de limpieza y con pérdida de pernos. Cortesía de AZUL de REVESTIMIENTOS S.A.



Fig. 4.1. 18: Junta de elastómero armado; alineación de pernos interfiriendo con el armado. Cortesía de AZUL de REVESTIMIENTOS S.A.



A continuación se recogen tras casos concretos de inspección de estructuras in situ, por parte del autor y una tercera cortesía de AZUL de REVESTIMIENTOS S.A.

En los dos primeros ejemplos se observa el peligro que los pernos sueltos presentan para el tráfico.

La falta de presupuesto de mantenimiento obliga a parcheados puntuales que no tienen más duración que el correspondiente a un ciclo térmico, pasado el cual la abertura de junta se manifiesta de nuevo.

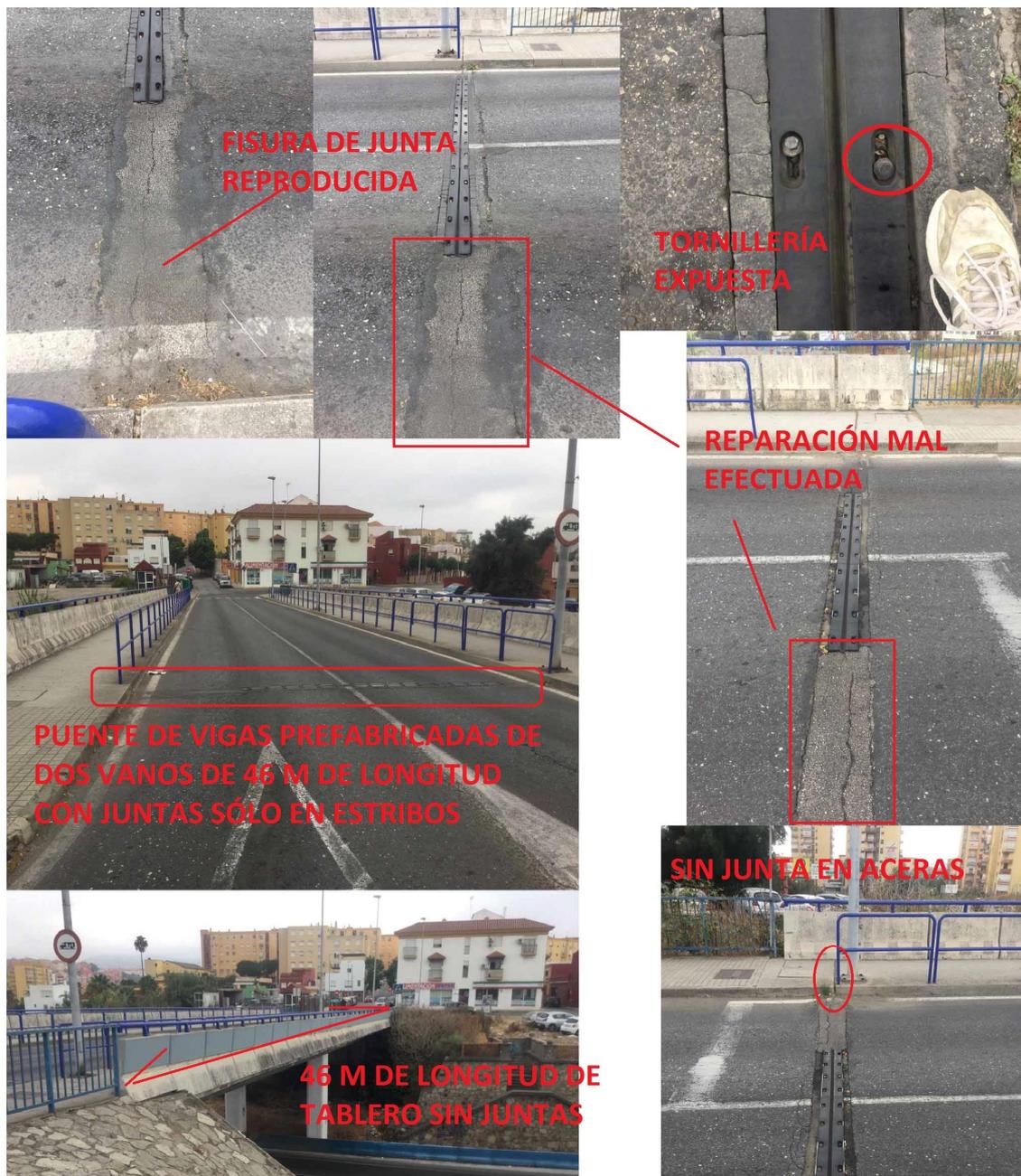


Fig. 4.1. 19: Estado de juntas en puente urbano de vigas de dos vanos y 46 m de longitud en Algeciras



Tanto este puente como el siguiente corresponden a dos tableros de vigas de hormigón postesado.



Fig. 4.1. 20: Estado de juntas en puente urbano de vigas de dos vanos y 54 m de longitud en Algeciras



Fig. 4.1. 21: Estado de junta de elastómero armado en que se ha desprendido un módulo. Cortesía de Azul de revestimientos andaluces S.A.



La fotografía anterior corresponde al puente del Picao. Una de las juntas está en el estribo de Algar. La otra en el lado San José. El puente es de tablero mixto: dos vigas metálicas con tablero de hormigón armado.

La longitud del viaducto es importante: 240 m, lo que implica unos movimientos térmicos seguros de ± 40 mm si se ha colocado la junta con la temperatura media anual del lugar. ***Esto se pudo constatar en obra tan solo ante los efectos térmicos diarios (ver figura con neopreno deformado).***

En la figura anterior se puede ver además:

- Las tapas de los tornillos han saltado al paso del tráfico.
- Ha habido tornillos que se han soltado.
- El anclaje de los tornillos está sólo embebido en la cama de mortero de nivelación.
- Al haberse cegado la junta en ciertas partes, se ha roto frágilmente la meseta de nivelación.
- No está preparada la testa del murete de guarda para recibir la tornillería al coincidir el armado de murete de guarda con la alineación de tornillos; ni tampoco la zona de tablero.
- Se han colocado los tornillos demasiado cercanos al borde, por lo que el descascarille de la mesera de mortero ha cegado la junta durante el invierno y al cerrarse en verano los desconchones resultante han empujado y desprendido hacia arriba el módulo.
- Además se han cortado los pernos de anclaje en un ejemplo de mala ejecución.

En la renovación de la junta de elastómero armado, hay que cambiar la junta entera, pernos incluidos, hay que sanear bordes de tablero y del espaldón de estribo con la complejidad que acarrea.

4.1.9. Criterios genéricos para aumentar la durabilidad en juntas de calzada.

La siguiente tabla resume los criterios comunes para aumentar la durabilidad en juntas de calzada(ATC [Asociación Técnica de Carreteras], 2003, pág. 90). A estos criterios se le añade la importancia del correcto dimensionamiento y la ajustada ejecución de las losas de transición, ya que, si esto no es así, las acciones dinámicas sobre la junta se amplifican en cuanto se desarrolla el efecto bump, tal y como se justificará en el siguiente apartado.

CRITERIOS GENERALES PARA LA MAYOR DURABILIDAD DE LAS JUNTAS DE CALZADA	
REF	DESCRIPCIÓN
1	Buena comunicación previa entre el proyectista y los industriales
2	Elección del rango y tipo de junta adecuado
3	Disponer espacio suficiente y refuerzo de armadura en la estructura para recibir la junta
4	Buena colocación a cargo de profesionales especializados con buenos materiales
5	Situación de las juntas en tramo con rasante horizontal o poca pendiente
6	Estudio en proyecto del drenaje global del tablero cuidando el detalle del entorno de la junta, asegurando la continuidad de la impermeabilización
7	Desarrollo del programa de mantenimiento que garantice la constancia del buen estado de la junta en servicio
8	Buena compactación de la capa de rodadura del pavimento en el entorno de la junta
9	Adecuado dimensionamiento y ejecución de las losas de transición

Tabla 26: Causas y posibles soluciones a las patologías asociadas a las losas de transición

4.2. Patologías asociadas a las losas de transición

La **principal patología** asociada a las losas de transición es el denominado efecto “bump”, efecto bache en castellano.

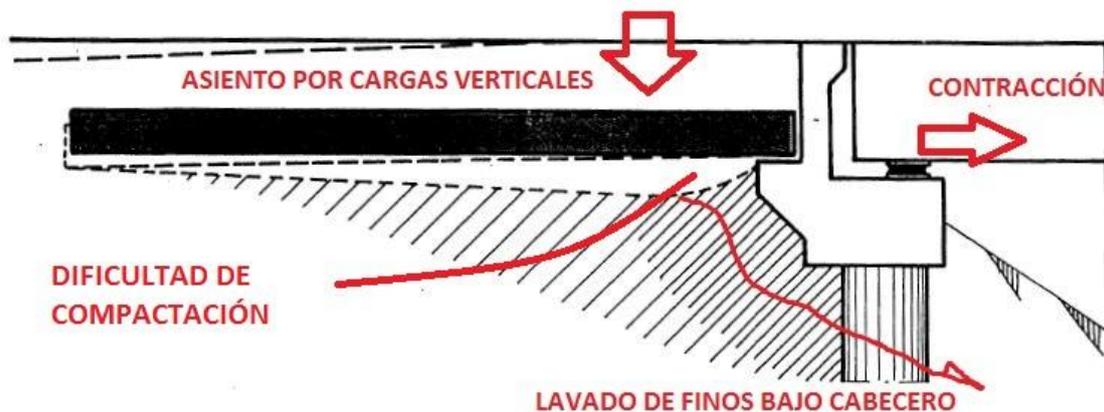


Fig.4.2. 1: Descripción de las cuatro principales causas por las que se produce el efecto bump en trasdós de espaldón de estribo que justifican la disposición de la losa de transición. (Ministerio de Fomento, 1992)

La siguiente figura describe las **causas de la patología** en losas de transición de estribos de realizaciones norteamericanas:

1. Desplazamientos térmicos cíclicos de la cabeza de estribo en la dirección longitudinal del puente
2. Asientos globales del estribo
3. Descalce bajo losa de transición de estribo debido a:
 - a. La erosión del trasdós por filtración de agua
 - b. El efecto del tráfico
4. Abombamiento del pavimento debido a efectos térmicos de dilatación
5. Empujes del terreno sobre el alzado del estribo en el trasdós
6. Gelivación de lentejuelas en explanada por defecto del drenaje



7. Incorrecto diseño de la losa de aproximación
8. Diseño inadecuado del durmiente de la losa de aproximación en prolongación recta
9. La pérdida de material de trasdós:
 - c. Transversalmente a la dirección de la vía por falta de aletas de acompañamiento que confinen el terraplén de apoyo
 - d. Longitudinalmente por erosión del agua
10. Deslizamientos del terraplén de estribo
11. Suelos expansivos en terraplén de trasdós
12. Consolidación del terraplén bajo losa de transición debido a:
 - a. Insuficiente compactación durante la ejecución
 - b. Deficiente especificación del relleno del trasdós
13. Rotura del suelo
14. Consolidación del terreno natural debido a la carga del terraplén
15. Empujes laterales del terreno del terraplén sobre la cimentación profunda

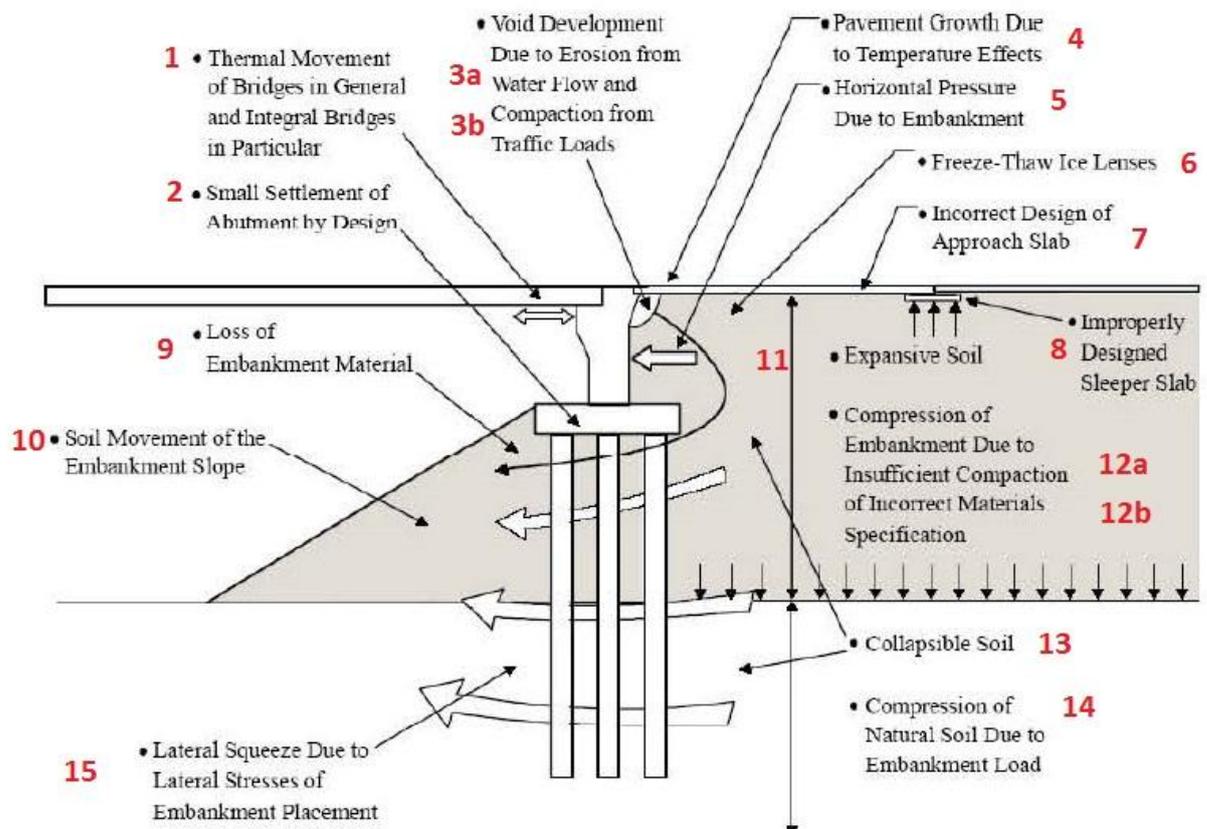


Fig.4.2. 2: Patologías asociadas a las losas de transición norteamericanas.(Briaud, James, & Hoffman, 1997, pág. 234)



La siguiente tabla resume las causas de patologías en losas de transición así como esboza posibles soluciones o rebaje de dichas causas.

LOSAS DE TRANSICIÓN			
REF	DESCRIPCIÓN DE LAS CAUSAS DE PATOLOGÍAS QUE AFECTAN A LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	TIPO	SOLUCIONES POSIBLES PARA LA ELIMINACIÓN O PALIACIÓN DE LA CAUSA DE PATOLOGÍA
1.	Desplazamientos térmicos cíclicos de la cabeza de estribo en la dirección longitudinal del puente	Proyecto	El diseño de apoyos de neopreno con gran flexibilidad ante esfuerzos horizontales.
2.	Asientos globales del terraplén o diferenciales entre el estribo y el terraplén.	Proyecto y obra	El estudio geotécnico adecuado, el control de los asientos que se producen tras la ejecución del afirmado es lo fundamental, así como el cuidado en la ejecución del terraplén
3.a.	Descalce bajo losa de transición de estribo debido a: La erosión del trasdós por filtración de agua	Proyecto y obra	El drenaje del agua debe ser proyectado y ejecutado correctamente
3.b.	Descalce bajo losa de transición de estribo debido a: El efecto del tráfico	Proyecto y obra	Adecuado diseño de la losa de transición, haciendo hincapié en el diseño de su longitud
4.	Abombamiento del pavimento debido a efectos térmicos de dilatación	Proyecto	Sólo necesaria la actuación en las losas de transición de pavimentos rígidos
5.	Empujes del terreno sobre el alzado del estribo en el trasdós	Proyecto	El estribo tiene que ser adecuadamente diseñado para los empujes que no llegan nunca a ser pasivos según últimas investigaciones
6.	Gelivación de lentejuelas en explanada por defecto del drenaje	Obra	El drenaje del agua debe ser proyectado y ejecutado correctamente
7.	Incorrecto diseño de la losa de aproximación	Proyecto	El diseño de la losa de transición debe ser actualizado
8.	Diseño inadecuado del durmiente de la losa de aproximación en prolongación recta	Proyecto	Enraizado con el anterior
9.a.	La pérdida de material de trasdós: Transversalmente a la dirección de la vía por falta de aletas de acompañamiento que confinen el terraplén de apoyo	Proyecto	Disposición de aletas perpendiculares al estribo. Armado del terreno con flejes en el trasdós. Diseño de terraplenes con adecuados taludes y bermas y en material granular
9.b.	La pérdida de material de trasdós: Longitudinalmente por erosión del agua	Proyecto y obra	El drenaje del agua debe ser proyectado y ejecutado correctamente
10.	Deslizamientos del terraplén de estribo	Proyecto y obra	Es importante el estudio del deslizamiento del terraplén teniendo en cuenta la posible ejecución de una cuneta de servicios
11.	Suelos expansivos en terraplén de trasdós	Proyecto y obra	El estudio geotécnico adecuado, el control de los materiales del terraplén y del terreno natural así como el drenaje que evite la llegada del agua
12.a.	Consolidación del terraplén bajo losa de transición debido a: Insuficiente compactación durante la ejecución	Obra	El cuidado de la compactación del terraplén así como las predeformadas de firme pueden ser soluciones válidas
12.b.	Consolidación del terraplén bajo losa de transición debido a: Deficiente especificación del relleno del trasdós	Proyecto	La utilización de cuñas de relleno granular son muy efectivas para evitar asientos diferidos. Control de proyecto
13.	Rotura del suelo	Proyecto	A evitar. Controlar geotécnicamente. Control de proyecto
14.	Consolidación del terreno natural debido a la carga del terraplén	Proyecto	A evitar. Controlar geotécnicamente. Control de proyecto
15.	Empujes laterales del terreno del terraplén sobre la cimentación profunda	Proyecto	A evitar. Controlar geotécnicamente. Control de proyecto

Tabla 27: Causas y posibles soluciones a las patologías asociadas a las losas de transición



La figura que sigue recoge la deformada típica de las losas de aproximación o losas de transición para los estribos norteamericanos. Desde la posición original para la que se ejecuta la losa, se plantea la posibilidad de:

- Un asiento del durmiente extremo
- O de una rotura de la losa por descalce de la zona de vano.

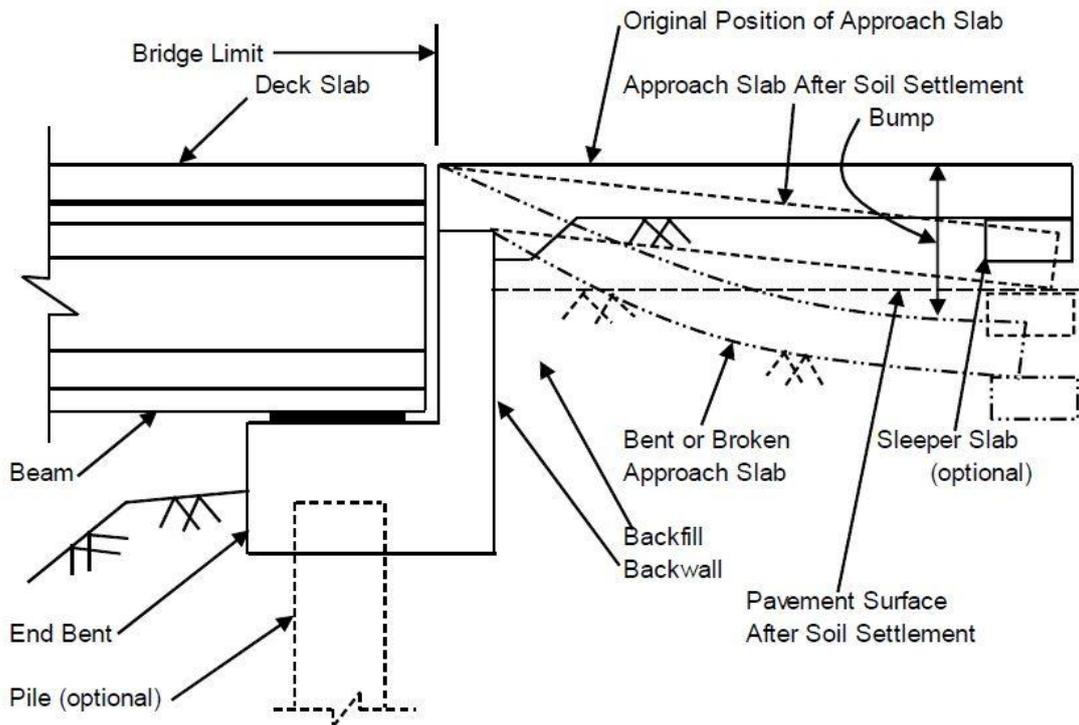


Fig.4.2. 3: Patologías asociadas la losa de transición. (Anwarul-Islam, 2010)

Por la importancia de las conclusiones de la tesis de Pacheco (Estudio de la problemática estructural de las losas de transición. Interacción losa estructura, 2005), al objeto de evitar patologías referentes a la fatiga de las losas de transición, se pasa a describirlas a continuación:

- *La losa sólo presentaría problemas si el asiento del apoyo en el terraplén se produce en una banda de ancho inferior a un metro –en el caso de que no haya durmiente.*
- *Los niveles de oscilación de tensiones bajo camiones de ejes tipo tridem permiten esperar problemas de fatiga del hormigón en losas profundas y del acero en losas superficiales.*
- *Gran sensibilidad inherente a los fenómenos de fatiga, de la longitud de apoyo, profundidad de la losa, resistencia de los materiales e intensidad de vehículos pesados*



- *Dentro del grado de variabilidad de propiedades geotécnicas de los terraplenes y sus terrenos de apoyo, asientos diferenciales del orden de 4 cms son alcanzables en la práctica –Estudio de consolidación secundaria y ciclo de humectación en suelos semi-saturados, y el análisis de la encuesta de losas reales de la AIPCR.*
- *La longitud de apoyo de la losa inclinada sobre el terraplén no excedería 0,5 metros para características normales del terreno*
- *Las acciones dinámicas provocadas por el vehículo con eje tipo tridem, debidas fundamentalmente al cambio de pendiente suponen un incremento de un 61% con relación al valor estático, para un asiento de terraplén de 4 cm y una losa de 5 m de longitud (en línea con la recomendada por la normativa española actual (Ministerio de Fomento, 1992))*
- *El efecto dinámico se puede incrementar por aumento del giro del apoyo debido a la deformación de la propia losa*
- *Las losas de transición (del tipo recomendada por la normativa española actual (Ministerio de Fomento, 1992), con 5 m de longitud), con asientos menores de 2 cm, resisten un elevado número de ciclos*
- *Debido al efecto dinámico del cambio de pendiente cuando el asiento alcanza 4 cm se produce la rotura teórica por fatiga sobre los 1,7 millones de ciclos en losas profundas, por fallo del hormigón y sobre los 3,8 millones de ciclos en las losas superficiales, por fallo del acero (evaluado en condiciones normales de juntas y firme)*
- *Las losas con profundidades intermedias presentan un número de ciclos muy superior, sobre los 7,6 millones. Por otra parte, mejoran también la transición entre la rigidez del terraplén, la zona de la losa y el tablero. Este efecto es muy importante desde el punto de vista vial, ya que incide en la aparición de baches en el terraplén junto al borde de la losa y la consiguiente fisuración del firme.*
- *Bajo distintas situaciones de asiento transversal no uniforme se produce una rotura longitudinal de la losa por fatiga de la pequeña cuantía de armadura transversal. La losa sigue funcionando pero su menor ancho eficaz acelera de forma significativa la rotura por fatiga del acero longitudinal. La suma de ambos procesos produciría la rotura para 1,5 millones de ciclos en losas superficiales.*

Como comentarios complementarios a las conclusiones anteriormente expuestas hay que mencionar:

- La fácil solución para la fatiga consistente en un ligero incremento del canto de la losa de transición.
- La falta de mención de los efectos térmicos siempre concomitantes a los efectos del tráfico, lo que se argumentará y justificará en este documento.



- La falta de mención del efecto de confinamiento que las aletas en vuelta de los estribos tienen para mejorar el comportamiento del relleno cercano al espaldón y alzados de estribo, lo que se argumentará más adelante.

Seguidamente se pasa a pormenorizar las **causas de patologías de las losas de transición** y las **posibles soluciones** específicas de cada causa.

4.2.1. Desplazamientos térmicos cíclicos de la cabeza de estribo

Los empujes por ciclos térmicos son una acción de la que no se libra ningún estribo, ni siquiera los correspondientes a tableros apoyados sobre neoprenos. La siguiente figura indica la deformada de un estribo integral ante las acciones térmicas en la fase de dilatación y en la de contracción del tablero.

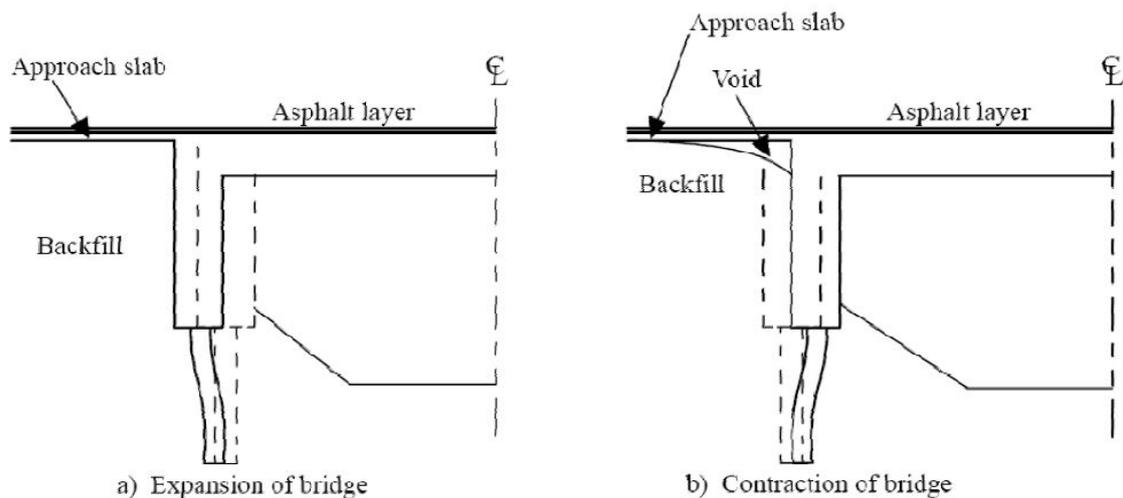


Fig.4.2. 4: Patologías asociadas al agua en estribos: efectos de las variaciones térmicas en estribos integrales. (Abu-Hejleh, 2006)

La siguiente tabla cuantifica los empujes por metro lineal de ancho de tablero en cabeza de estribo correspondiente a las acciones térmicas de un tablero de vigas convencional apoyado en neoprenos elastoméricos de altura constante y variando la longitud del viaducto. Estudio paramétrico parecido podría haberse realizado conservando la longitud del puente y variando el espesor del neopreno.



ESTIMACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL POR EFECTOS EXCLUSIVAMENTE TÉRMICOS DE PUENTES DE VIGAS SOBRE NEOPRENOS							
REF	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
ep	0,1	0,1	0,1	0,1	m	Aproximado	Espesor de pavimento
elt	0,25	0,25	0,25	0,25	m		Espesor de losa de tablero
bt	2,2	2,2	2,2	2,2	m		Ancho tributario de vigas
c	1,5	1,5	1,5	1,5	m		Canto de viga
L	30	30	30	30	m		Luz de vano de tablero adyacente
NºV	1	2	4	6	Nº		Número de vanos
Lg	30	60	120	180	m		Longitud de tablero sin juntas
ct	1,75	1,75	1,75	1,75	m	$ct=c+3t$	Canto total
L/ct	17,1	17,1	17,1	17,1	-	L/ct	Esbeltez
ppv	15	15	15	15	kN/m	Aproximado	Peso propio de viga
pptp	18,81	18,81	18,81	18,81	kN/m	$pptp=(23*ep+25*elt)*bt$	Peso de tablero y pavimento
Vk	507	507	507	507	kN/viga	$Vk=(ppv+pptp)*L/2$	Reacción de peso propio bajo viga
en	0,03	0,03	0,03	0,03	m		Altura de neopreno
an	0,3	0,3	0,3	0,3	m		Ancho de neopreno
bn	0,3	0,3	0,3	0,3	m		Largo de neopreno
Gln	1000	1000	1000	1000	kN/m2		Módulo de elasticidad transversal a largo plazo de neopreno
Ka,L	3000	3000	3000	3000	kN/m	$Ka,L = (an*bn*Gln)/en$	Rigidez transversal del neopreno
dT	40	40	40	40	°C	Aproximado	Desplazamiento térmico en un sentido
α	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001	1/°C		Coefficiente de dilatación térmica
dLg	0,006	0,012	0,024	0,036	m	$dLg=a*dT*Lg/2$	Desplazamiento térmico en estribo
Hk	18,0	36,0	72,0	108,0	kN	$Hk=Ka,L*dL$	Tiro horizontal por viga
hk	8,2	16,4	32,7	49,1	kN/m	$hk=Hk/bt$	Tiro horizontal por metro de ancho de tablero
μ	0,04	0,07	0,14	0,21		$\mu=Hk/Vk$	Coefficiente de rozamiento mínimo bajo estribo cargadero

Tabla 28: Estimación de cargas por efectos térmicos permitidas por neoprenos convencionales.

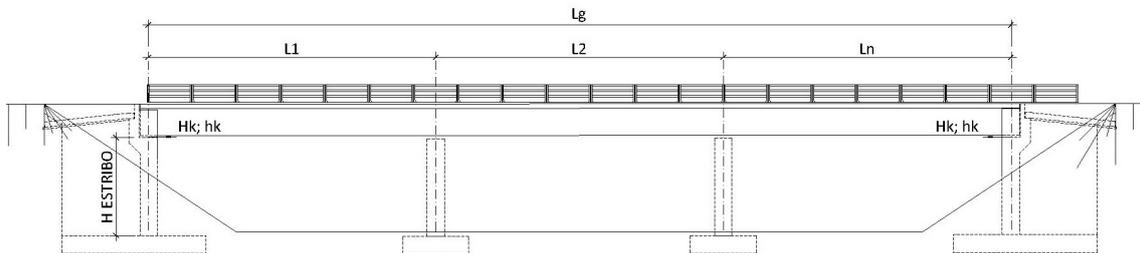


Fig.4.2. 5: Bases de cálculo de tabla anterior (1)

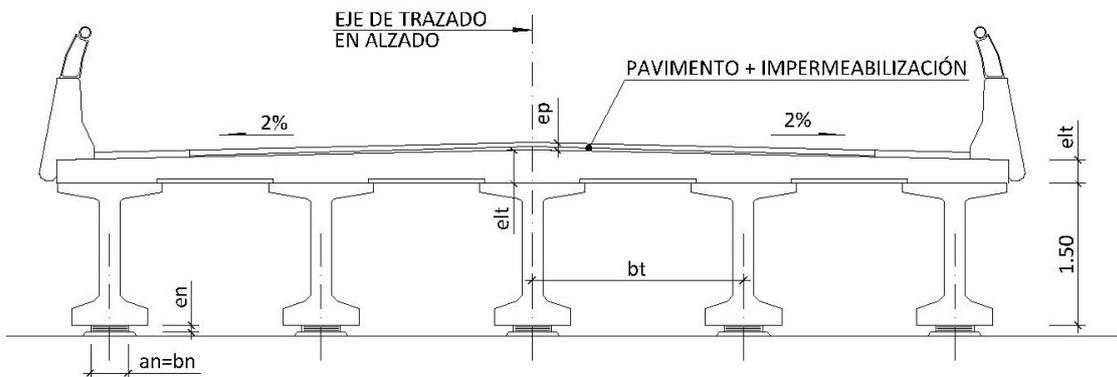


Fig.4.2. 6: Bases de cálculo de tabla anterior (2)



De la tabla anterior se infiere que las cargas horizontales longitudinales transmitidas por los neoprenos de apoyo debido a los efectos térmicos tienen un valor linealmente creciente con la longitud de tablero sin juntas, y linealmente decreciente con la altura del neopreno.

Esta acción horizontal actúa cíclicamente sobre el estribo, provocando compactaciones horizontales del terreno del trasdós y generando un espacio intersticial por la que puede entrar el agua y arrastrar finos del terreno hacia los laterales, provocando el descalce de la losa de transición.

De aquí *se infiere una conclusión del trabajo*, y es que **la degradación de los apoyos del estribo, conlleva asociada la patología de efecto bache en trasdós de estribo**.

Incluso con la degradación de un solo apoyo, el contacto entre tablero y meseta de estribo será solidario, por lo que los efectos térmicos en deformaciones impuestas se manifestarán en desplazamientos impuestos cíclicos de la cabeza del estribo. Esta es una importante conclusión de la presente tesis.

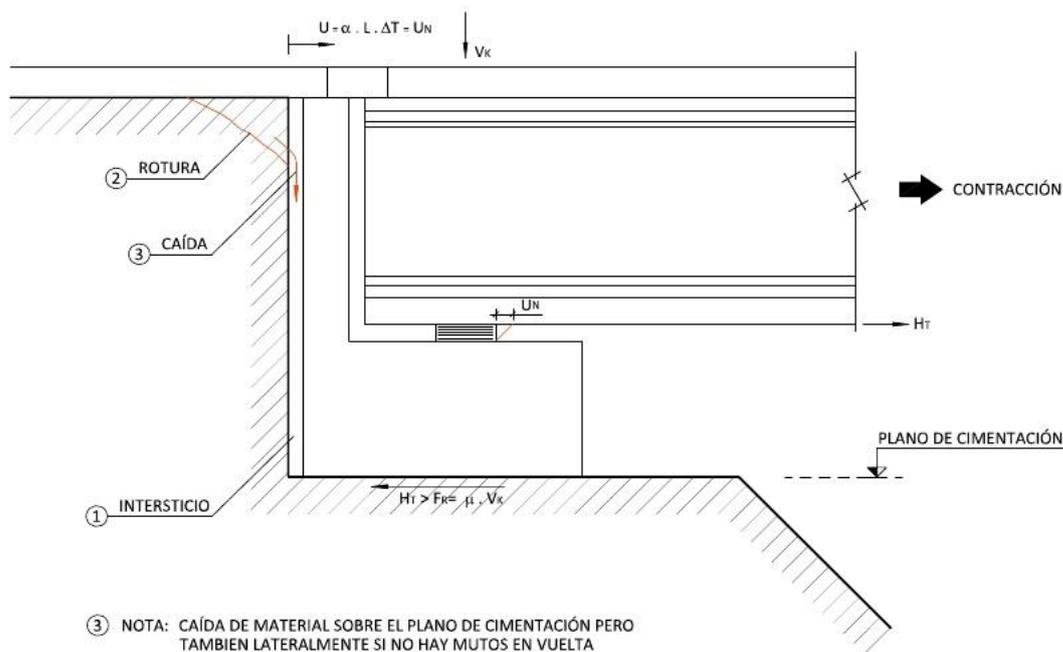


Fig.4.2. 7: Efecto de "martilleo" debido a las acciones térmicas cíclicas.

Es importante recordar que si el neopreno se degrada, el arrastre del cargadero es imparable, porque el rozamiento no lo contiene, ni el alzado del estribo tampoco, en caso de una tipología de estribo diferente a la del cargadero.



4.2.2. Asientos globales del terraplén o diferenciales entre el estribo y el terraplén

Los asientos del estribo con respecto a los del terraplén son un punto a tener en cuenta en el diseño de la losa de transición.

Pueden acontecer tres situaciones:

- **Asiento sensiblemente uniforme de estribo y terraplén**, en cuyo caso es el tablero, en caso de que sea continuo el que sufre la posible patología y el sustrato portante de terraplén y estribo la causa del mismo
- **Asiento mayor en estribo que en terraplén**, en cuyo caso es la cimentación del estribo la que debiera revisarse y el tablero, en caso de que sea continuo, el que pudiera tener patologías asociadas
- **Asiento mayor en terraplén que en estribo**, que sería una de las causas del efecto bache.

Lo importante es el asiento diferencial entre la zona de estribos y el terraplén para lo que se refiere a la traza del pavimento en zona de estribo.

Existen ejemplos de viaductos cimentados sobre pilotes en las marismas del Guadalquivir, cuyos estribos han sido firmemente cimentados, pero cuyos terraplenes de acceso sobre fangos están teniendo asientos de consolidación de los mismos de orden decimétrico, lo que obliga a continuos recrecidos de los trasdoses de estribos.

La normativa Suiza define criterios de máxima pendiente del pavimento en estos casos tanto para vías convencionales como para autopistas. (Dreier, Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux, 2010).

La normativa española prevé el criterio único de limitar la relación entre la longitud de la losa de transición (L) y el asiento diferencial entre estribo y terraplén (w). (Ministerio de Fomento, 1992)



CLASE DE CARRETERA	MAXIMA DIFERENCIA DE PENDIENTE (%)	MINIMA RELACION LONGITUD/ASIENTO	ASIENTO MAXIMO (cm) PARA UNA LONGITUD DE 5 m
Autopistas y autovías	1/3	300	1,5
Vías rápidas	0,4	250	2,0
Convencionales con circulación rápida	0,5	200	2,5
Convencionales con circulación lenta	0,8	125	4,0

El asiento previsible depende de la altura del terraplén junto al estribo, y de sus condiciones de compactación. Se recomienda que la longitud de la losa no sea superior a la altura del terraplén en las inmediaciones del estribo, es decir, 5 m en la mayoría de los casos. En ningún caso será inferior á 3 m: las longitudes cortas no representan una mejora sensible respecto a la ausencia de losas de transición.

Fig.4.2. 8: Criterios funcionales para determinar la longitud de la losa de transición. (Ministerio de Fomento, 1992, pág. 4)

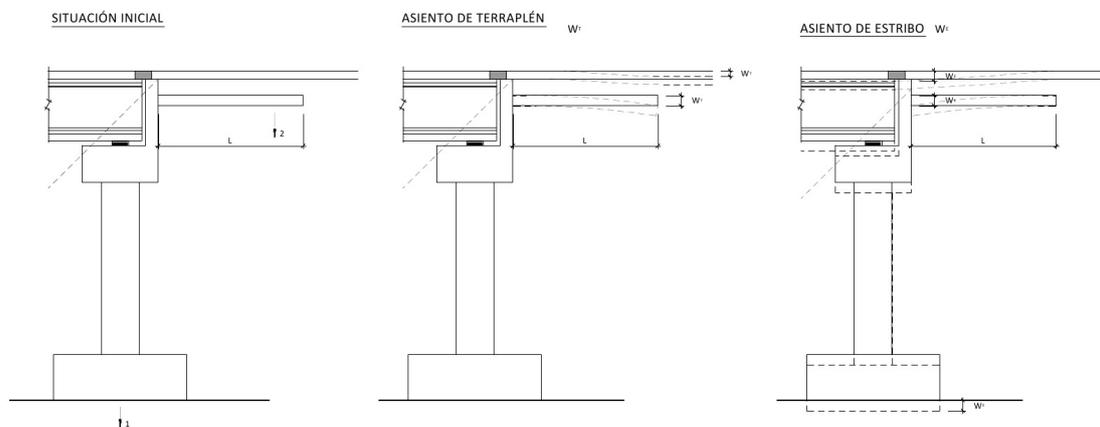


Fig.4.2. 9: Determinación del asiento diferencial.

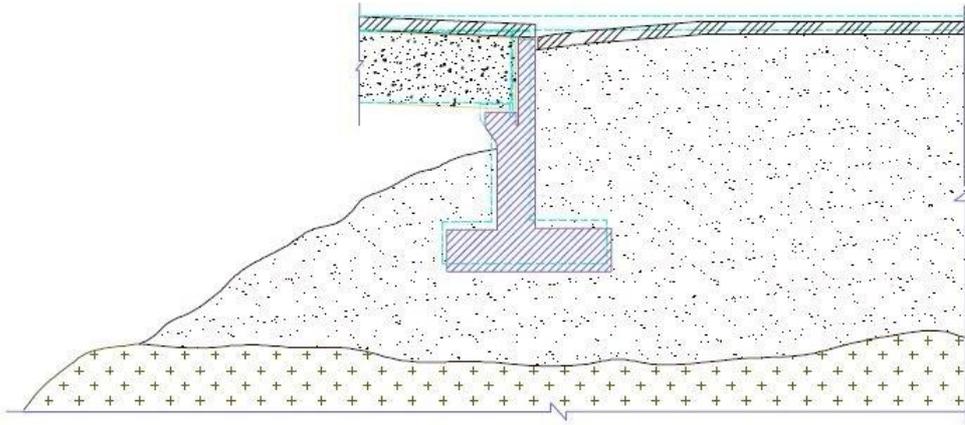


Fig.4.2. 10: Rotura del pavimento tras asentamiento del terraplén, que se representa acentuado en la zona del estribo flotante. (Pacheco Monteagudo, 2005)

4.2.3. Descalce bajo losa de transición de estribo debido a: La erosión del trasdós

La siguiente figura recoge los efectos de la erosión del agua. El dibujo no lo muestra, pero pendientes en la traza longitudinal acentúan este problema si hay caminos de filtración del líquido elemento.

La ejecución de un drenaje bien dimensionado es fundamental para evitar esta patología.

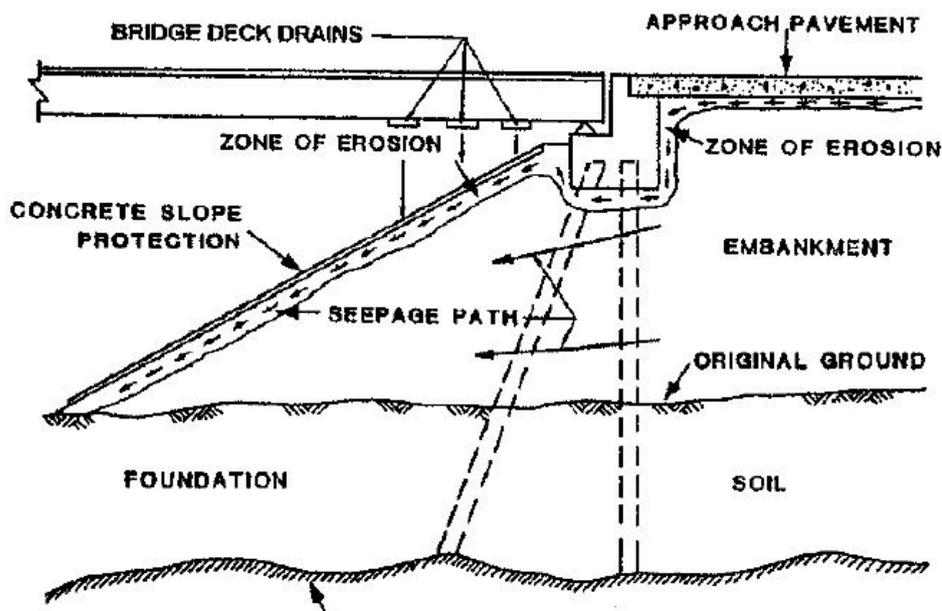


Fig.4.2. 11: Patologías asociadas al agua en estribos y losas de transición norteamericanas. Efectos del agua. (Long, Olson, Stark, & Samara, 1998)



Fig.4.2. 12: Patologías asociadas al agua en estribos: erosión en talud. (Long, Olson, Stark, & Samara, 1998)

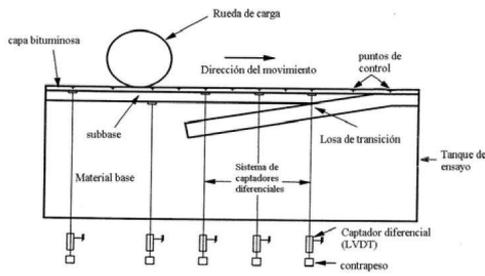
4.2.4. Descalce bajo losa de transición de estribo debido a: El efecto del tráfico

Las acciones del tráfico sobre la losa de transición a través del firme ayudan al asiento diferencial de la losa de transición y a generar el efecto “bump”.

La siguiente figura extrae ensayos (Wong & Small, 1994) en los que se cuantifica mediante un ensayo específico la compactación debida al efecto del tráfico.

La misma referencia concluye que la inclinación de la losa de transición entre 8 y 10° mejora la transición de rigidez de la calzada en el trasdós del estribo antes de entrar en la calzada sobre la estructura.

Este tipo de ensayos no tiene en cuenta la compactación cíclica horizontal que, por los efectos térmicos se produce en concomitancia con el efecto del tráfico. Estudios teóricos virtuales en que se estudia el efecto del tráfico sobre las losas de transición, no explican la magnitud que puede alcanzar el asiento del efecto “bump”.(Anwarul-Islam, 2010)



Tanque de ensayo -1,4-0,5-0,4m- (long.- altura-ancho)

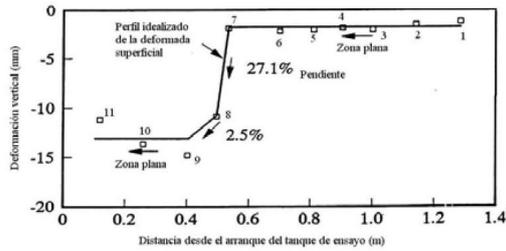


fig. 2.32 Perfil idealizado de la situación de un caso real, en el caso de la losa horizontal (tomada de la ref. . [69,1994]).

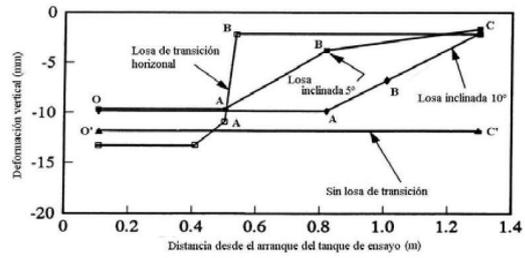


fig. 2.36 Resumen de los perfiles idealizados (modificada de la t. en ref. [69,1994]).

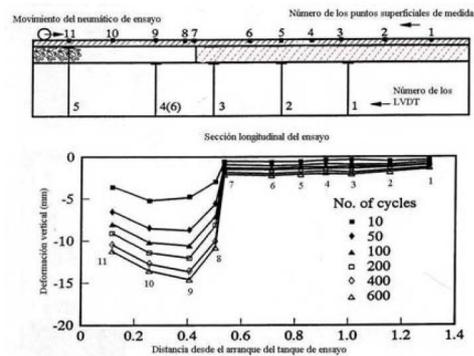


Fig.4.2. 13: Ensayo que estudia el efecto del tráfico en la compactación de las losas de transición. (Wong & Small, 1994)

4.2.5. Abombamiento del pavimento debido a efectos térmicos de dilatación

Este efecto se produce sólo en las losas de transición de pavimentos rígidos, dado que las losas de transición enterradas no generan este problema. Suele producirse cuando la estimación de la máxima dilatación del puente no ha sido considerada adecuadamente.

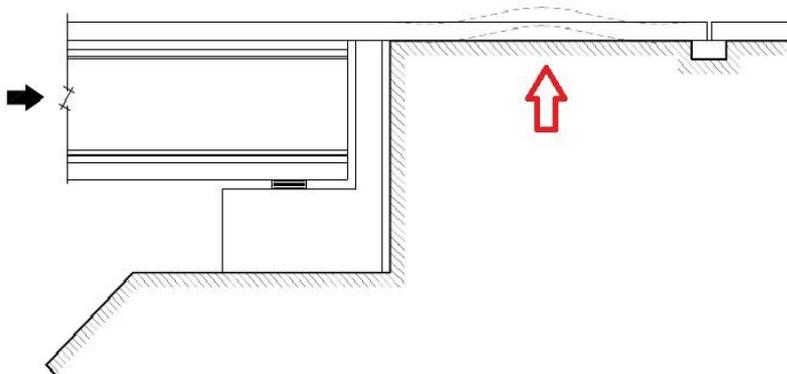


Fig.4.2. 14: Esquema de abombamiento por dilatación



4.2.6. Empujes del terreno sobre el alzado del estribo en el trasdós

En el caso de los empujes del terreno sobre el trasdós de muro o tablero diversos estudios se están realizando para los puentes integrales. Ha de clarificarse el tipo de empuje generado y por consiguiente el ángulo de inclinación de la cuña de rotura del relleno del trasdós. Es primordial hacer la distinción de los empujes en función del tipo de estribo.

En estribos cerrados la cuña de empuje será:

- Activa en el momento del relleno
- La correspondiente al empuje en reposo en el caso de muros de acompañamiento en vuelta
- Próxima a la de reposo, pero superior a esta cuando el tablero empuje en cabeza de alzado por causa de la dilatación térmica

En estribos abiertos los fustes reciben el empuje activo del ancho correspondiente a tres veces al ancho del fuste.

En estribos flotantes el empuje es siempre el activo. Es conocida la gran deformabilidad de este tipo de estribos.

En estribos semi-integrales, la zona bajo apoyos es considerada como los estribos abiertos, es decir, el empuje será activo, mientras que en la zona de la testa de tablero, los empujes que se producen son superiores a los del reposo tal y como se infiere de las investigaciones británicas.

En estribos integrales, dentro de los rangos actuales, el empuje máximo producido será superior al empuje al reposo.

En general, en caso de que el trasdós se vea sometido a empujes pasivos, los movimientos del terreno provocarían deformaciones no asumibles para el tráfico.

La actual normativa española no tiene en cuenta este criterio para determinar la longitud mínima de la losa de transición. Utiliza sin embargo, los criterios deformacionales del terraplén de acceso al trasdós del estribo. (Ministerio de Fomento, 1992)

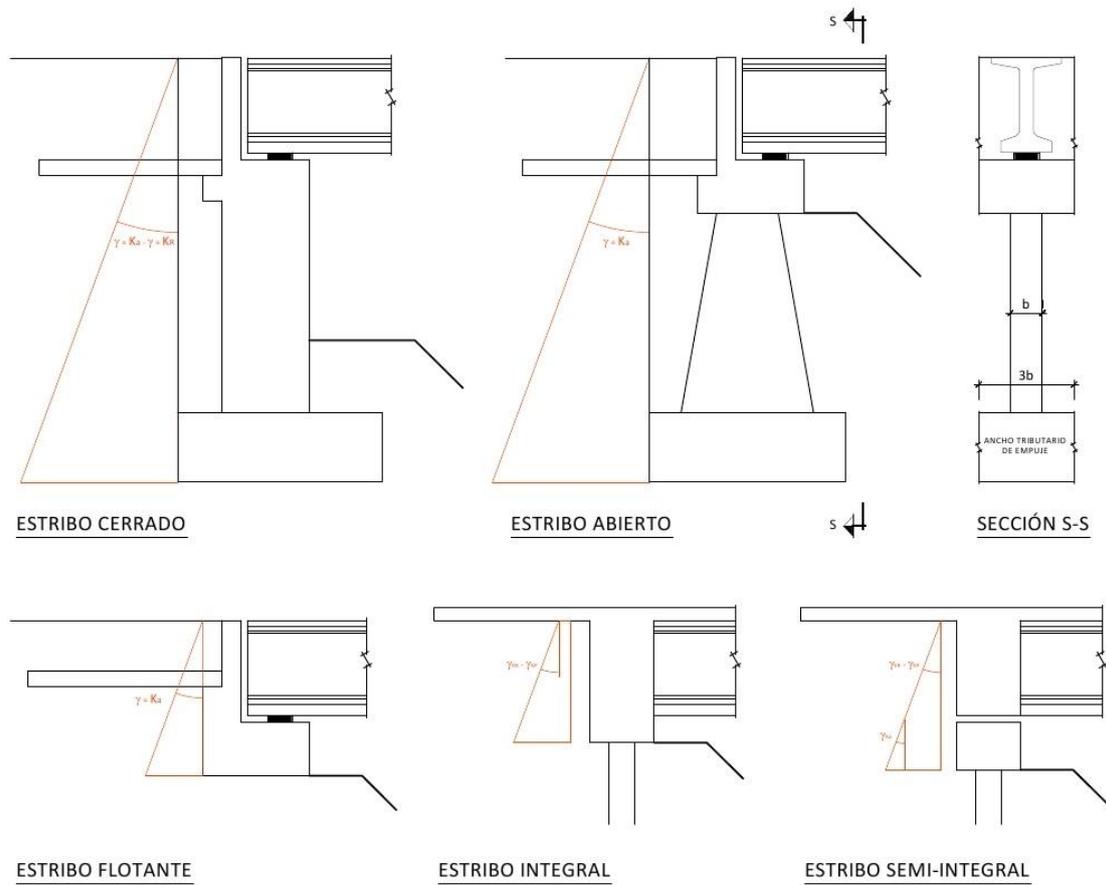
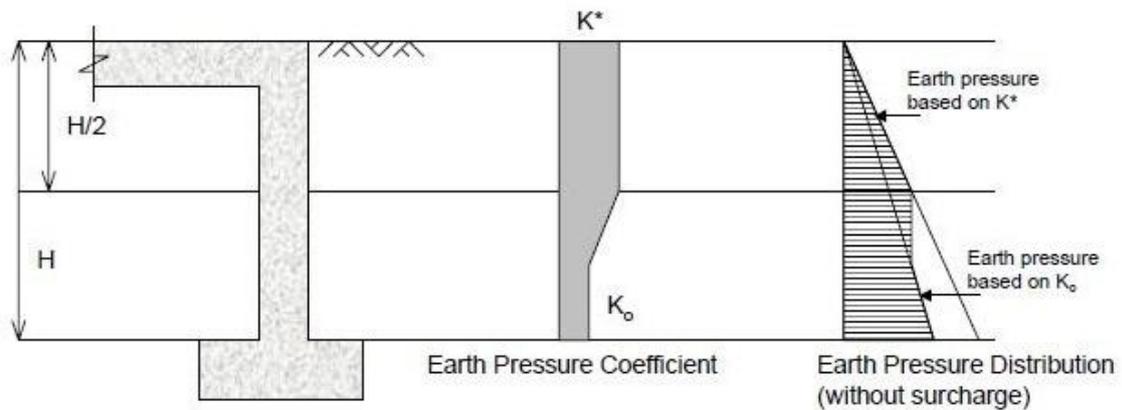


Fig.4.2. 15: Esquema de empujes en función del tipo de estribo, donde K_a es el coeficiente de empuje activo, K_r , el de reposo y K_p el pasivo

La BA 42/96 propone explícitamente para los estribos integrales las siguientes leyes de empujes en función del tipo de cimentación del mismo:



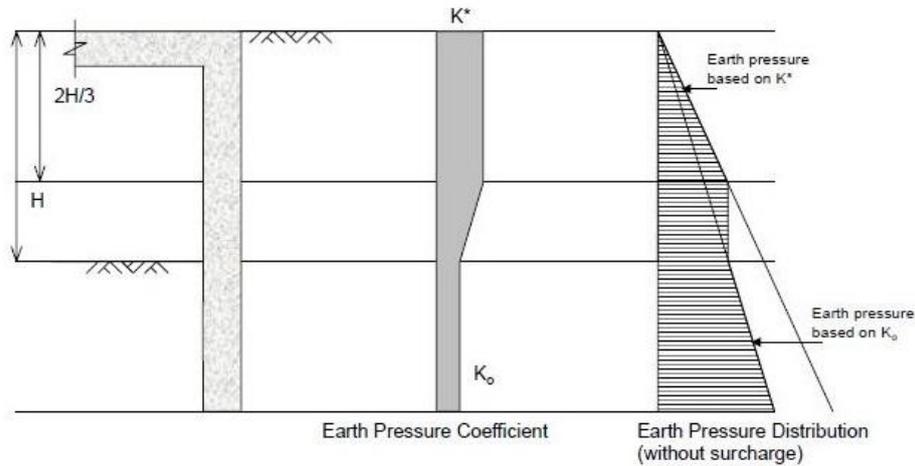


Fig.4.2. 16: Esquema de empujes sobre estribos integrales con cimentación profunda y con cimentación superficial. (British Standards Institute. The Stationery Office, 1996)

4.2.7. Gelivación de lentejuelas en explanada por defecto del drenaje

Este problema se manifiesta principalmente en las carreteras de montaña. Su solución pasa por la adecuada ejecución de pavimento, firme y sobre todo el drenaje que evite en todo momento la acumulación local de agua.

4.2.8. Incorrecto diseño de la losa de aproximación

Conviene repasar el diseño de la losa de transición según la normativa española y completarla con la suiza para el caso de losas de transición de pavimentos flexibles. La siguiente tabla resume aproximadamente lo indicado en la normativa tanto europea como norteamericana:

LOSA DE TRANSICIÓN GEOMETRÍA				
REF	VALOR	UD	FORMULA	COMENTARIO
b	12	m		Ancho del puente
d	5	m	$3 < l < 6$	Longitud de la losa de transición
α	90	°C		Esviaje
β	0	°C	$\beta = 45 - \alpha / 2$	
Δd	0,000	m	$\Delta d = b * (\text{TAN}(90 - \alpha) - \text{TAN}(45 - \alpha / 2))$	Incremento de losa de transición por esviaje
$\Delta d / b$	0,000	m/m		
e	0,3	m		Espesor de losa de transición
ep	0,8	m	> 70 mm preferible para junta	Espesor de pavimento

Tabla 29: Cálculo aproximado de losa de transición como losa trabajando en la dirección longitudinal del puente. Geometría (Ministerio de Fomento, 2000)



La tabla anterior se lee con base en las figuras que se siguen:

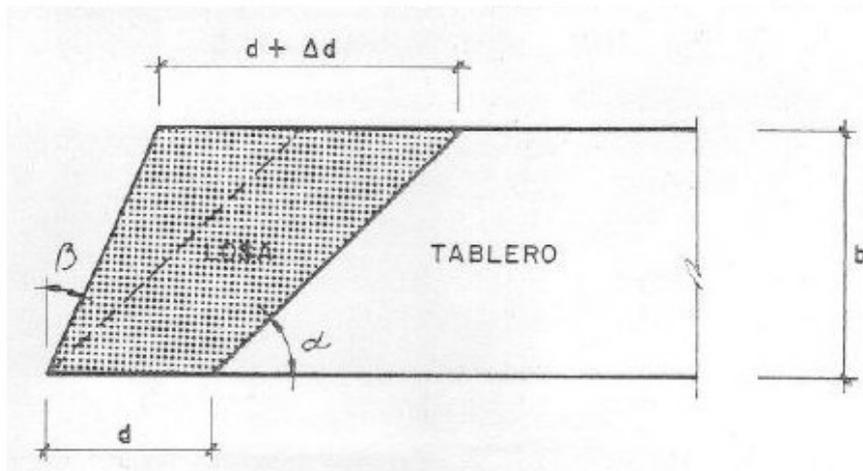
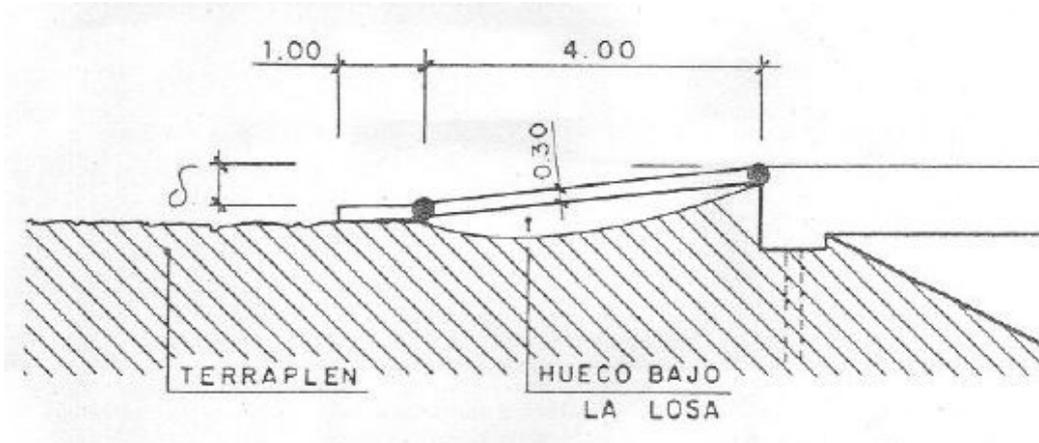


Fig.4.2. 17: Esquemas geométricos para el dimensionamiento de la losa de transición

LOSA DE TRANSICION DIMENSIONAMIENTO				
ppk	23,50	KN/m2	ppk=25*e+20*ep	Carga característica de peso propio
sck	42,00	KN/m2	sck=sc+SC	Sobrecarga característica repartida
qd	94,73	KN/m2	qd=ppk*1,35+sck*1,5	Carga total mayorada
Lcl	4,5	m	Lcl=d-0,5	Luz de cálculo de losa de transición
Md-	240	m.KN	Md=-qd*Lcl^2/8	Momento en conexión
dm	0,25	m	dm=e-0,05	Canto útil
z	0,2125	m	z=0,85*dm	Brazo mecánico
T*	1128,3	KN/m	Td=Md-/z	Tracción
fck	25000	KN/m2		Resistencia característica del hormigón a compresión
fcd	14167	KN/m2	fcd=fck*0,85/1,5	Compresión máxima del hormigón
x	0,080	m	x=T*/fcd	
y	0,100	m	y=x/0,8	Fibra neutra
ε _c	0,00350	m/m		Deformación máxima del hormigón
ε _s	0,00529	m/m	ε _s =ε _c *(dm-y)/y	Deformación del acero
X	0,03515	m^-1	X=(ε _s +ε _c)/dm	Curvatura
θ _{lim}	0,0105	rad	θ _{lim} =X*e	Ángulo de rotación de la rótula plástica
θ _{lim}	1,05	%		Ángulo de rotación de la rótula plástica
δ _v	0,0527	m	δ _v =θ _{lim} *d	Asiento de terraplén

Tabla 30: Cálculo de losa de transición como losa trabajando en la dirección longitudinal del puente. Geometría (Ministerio de Fomento, 2000)

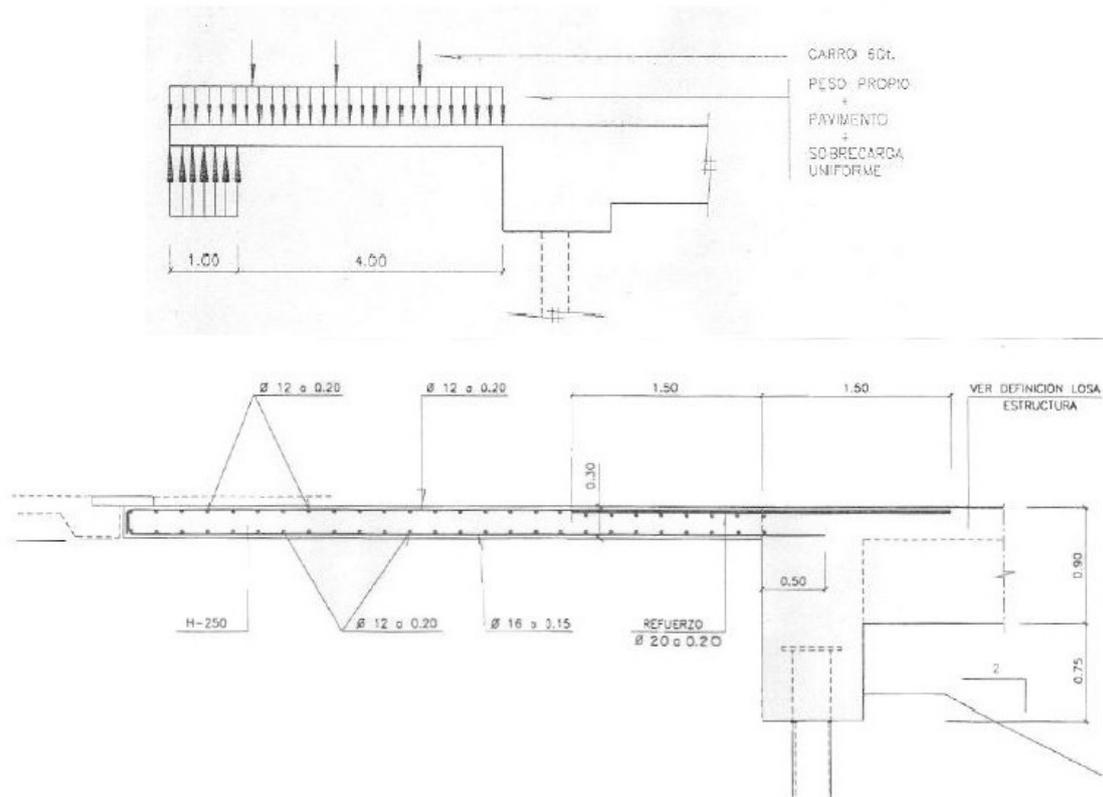


Fig.4.2. 18: Esquemas de cálculo para el dimensionamiento del armado de la losa de transición, y armado típico de puente integral

La longitud de la losa de transición está relacionada con las cuñas de empuje de tierras del trasdós, y estas a su vez con el tipo de estribo. Es la normativa suiza la que tiene en cuenta explícitamente esta forma de obtener la longitud de la losa de transición. (OFROU [Office fédéral des routes], 2010)

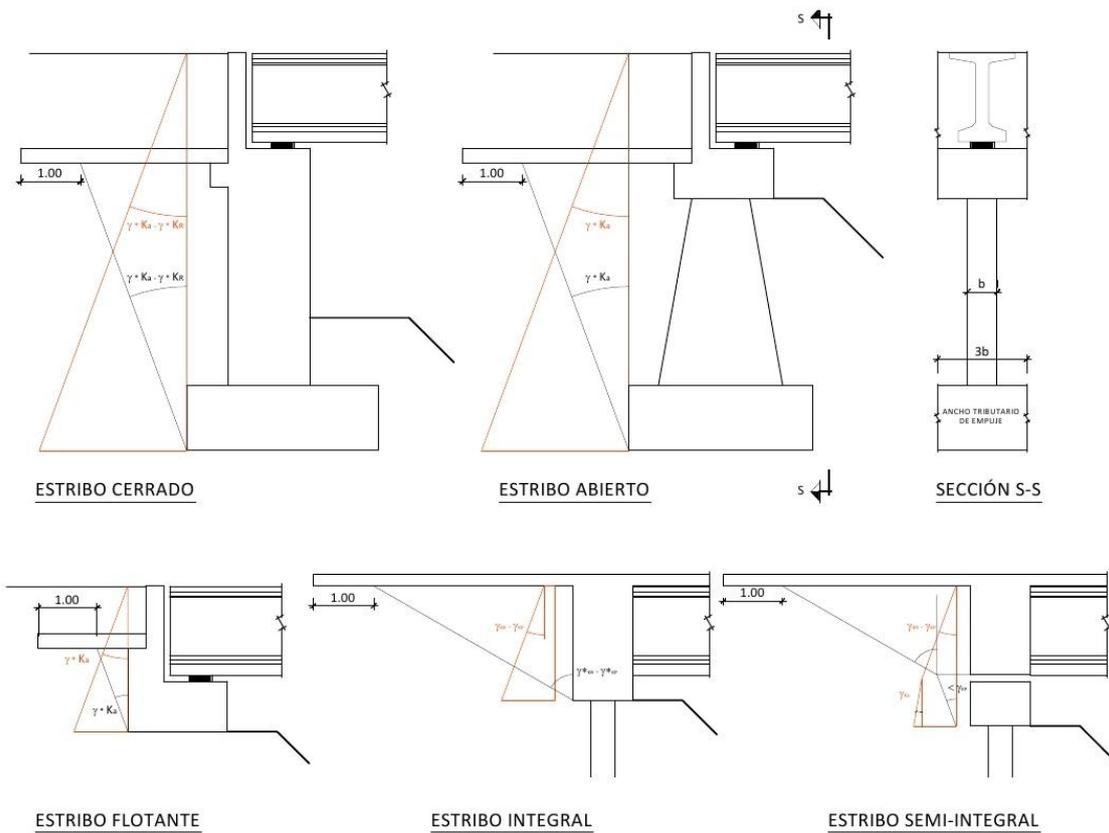


Fig.4.2. 19: Esquema de empujes en función del tipo de estribo y cuñas de rotura que determinan la longitud de la losa de transición estricta más un mínimo de un metro. Elaboración propia y (Pacheco Monteagudo, 2005)

De la figura anterior se infiere que con base en el dibujo de la cuña de deslizamiento del trasdós se puede obtener la longitud mínima necesaria de losa de transición, menos un metro, que es lo necesario para que el apoyo extremo se materialice de forma adecuada tal y como concluye en las conclusiones de su tesis Jorge Pacheco. (Pacheco Monteagudo, 2005)

4.2.9. Diseño inadecuado del durmiente de la losa de aproximación en prolongación recta

El durmiente de losa de transición (o losa de aproximación) se diseña según la normativa norteamericana, como una zapata de apoyo del extremo de la losa de transición. (AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials], 2012)

El durmiente es especialmente necesario en las losas de aproximación superficiales. Tiene como misión la de repartir la carga extrema de la losa, de forma que se evite el



que se marquen las zonas de roderas por deflexiones permanentes del terreno bajo losa. A un lado de la junta de control, se tiene un vano de luz la de la losa de transición, en caso de que haya hueco bajo la misma, y al lado opuesto, el terraplén o la calzada tienen apoyan el firme rígido, por lo que es necesario igualar el asiento a un lado y al otro de la junta para evitar un salto diferencial de la misma.

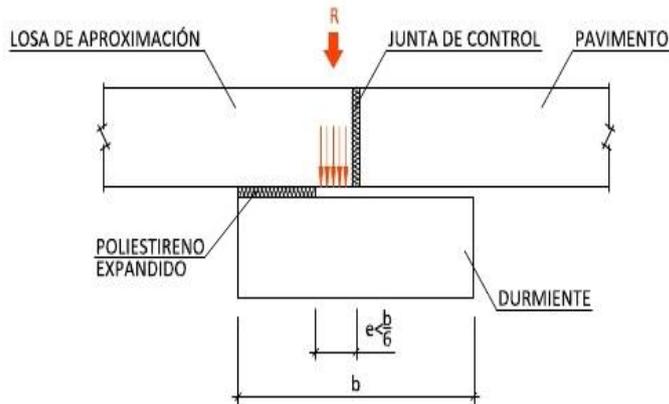


Fig.4.2. 20: Esquema de cálculo del durmiente. Hay que procurar que la reacción caiga dentro del núcleo central del durmiente, lo que se puede lograr con un porexpán. En caso de que no sea así, el durmiente girará

4.2.10. La pérdida de material de trasdós: Transversalmente a la dirección de la vía por falta de aletas de acompañamiento que confinen el terraplén de apoyo

La pérdida de material del trasdós de estribo ante las acciones del tráfico y térmicas por gravedad o por arrastre de agua han de ser tenidas en cuenta a la hora de la geometrización de los estribos.

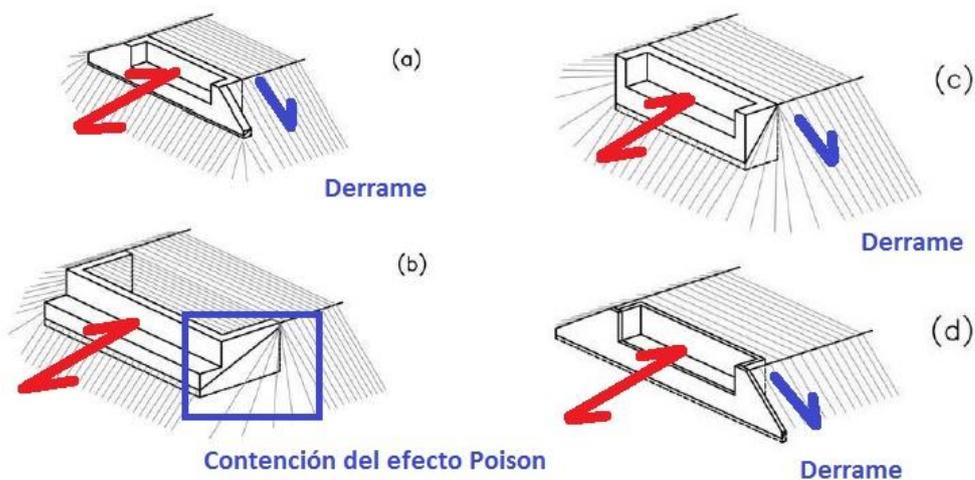


Fig.4.2. 21: Derrame lateral por efecto de los ciclos térmicos. Se dibuja sólo el cabecero de estribo.



4.2.11. La pérdida de material de trasdós: Longitudinalmente por erosión del agua

Este problema es característico de los estribos abiertos y los estribos cargadero. Se combate con el diseño de un correcto drenaje. Sólo se enumera para tener perspectiva global de las causas de patología. Ver Fig.4.2. 11: Patologías asociadas al agua en estribos y losas de transición norteamericanas. Efectos del agua.

4.2.12. Deslizamientos del terraplén de estribo

Este problema es eminentemente geotécnico y fuera del alcance de este documento pero su inclusión permite conocer el abanico de diagnósticos patológicos.

4.2.13. Suelos expansivos en terraplén de trasdós

Este problema también es geotécnico. Evitar estos tipos de suelos tanto en rellenos como en terraplenes y drenar adecuadamente son las soluciones preventivas a tener en cuenta.

4.2.14. Consolidación del terraplén bajo losa de transición debido a: Insuficiente compactación durante la ejecución

Este problema es característico de todos los estribos. ***Es un hecho la dificultad de la compactación de compactación en la zona cercana al espaldón del estribo.*** Especialmente porque requiere de maquinaria, preferentemente de menor tamaño, menores espesores de tongadas y mayor tiempo de ejecución que otros rellenos. Los ***rellenos con material granular son los indicados*** como adecuados para estos rellenos según diversas investigaciones.



4.2.15. Consolidación del terraplén bajo losa de transición debido a: Deficiente especificación del relleno del trasdós

Los *rellenos con material granular son los indicados* como adecuados para los rellenos según diversas investigaciones. (Anwarul-Islam, 2010)

Otros tipos de rellenos de terraplén que tengan asientos tras la ejecución del pavimento, sobre todo cuando el estribo está cimentado profundamente o sobre terreno natural competente, pueden provocar asientos diferenciales y efecto bache en trasdós de estribo.

4.2.16. Rotura del suelo

Esta patología queda fuera del alcance del presente documento, pero no deja de describirse para tener una visión completa. Es de índole geotécnico.

4.2.17. Consolidación del terreno natural debido a la carga del terraplén

La utilización de rellenos de trasdós de estribo o de terraplenes susceptibles de consolidación tras la ejecución del firme son las que provocan el efecto bache tan incómodo y peligroso en la conducción de vías de gran velocidad de diseño.



Fig.4.2. 22: Efecto de losa de aproximación peraltada por efecto del asiento por consolidación del terraplén.(Hoppe, 1999)



4.2.18. Empujes laterales del terreno del terraplén sobre la cimentación profunda

Esta posible circunstancia queda fuera del alcance del presente documento, pero no deja de describirse para tener una percepción holística de la posible problemática. Necesita tener claros los perfiles geotécnicos sobre los que se cimenta la estructura.



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**





5. PROPUESTA DE SOLUCIÓN: JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO (JIE)

En los capítulos anteriores se ha realizado un análisis tipológico de juntas de calzada en estribos relacionando las mismas con las patologías más asociadas.

También se ha realizado una exposición de las patologías asociadas a las losas de transición tras definir la geometría de sus tipos habituales.

La razón por la que se tiene en cuenta el tipo de estribo y las losas de transición es porque están totalmente relacionadas con el comportamiento y durabilidad de la junta de calzada y de la losa de transición.

En las especificaciones de las juntas de calzada suministradas por los industriales, se indica claramente que, la durabilidad garantizada está condicionada a un correcto comportamiento del pavimento adyacente a ambos lados de la junta, lo que, en el caso de las juntas de estribo es de gran dificultad.

En este capítulo se realiza la propuesta que trata de dar una solución global innovadora a los problemas derivados de las patologías diagnosticadas de las juntas de calzada y de las losas de transición.

Se presenta este capítulo siguiendo la metodología de concepción de la idea, con el estado de conocimiento previo a los ensayos realizados. De esta forma en los siguientes capítulos se expondrá una descripción de los ensayos realizados y un análisis crítico de los resultados obtenidos.

La nueva junta integral de estribo aboga por un enfoque nuevo, que se pretende fundamentar con base en la normativa vigente y en los materiales existentes en el mercado.

La junta integral de estribo tiene su inspiración en el funcionamiento de los puentes integrales de fábrica sin juntas, como el puente romano de Alcántara, donde en lugar de concentrar los movimientos térmicos en un punto en concreto, los movimientos se disipan entre todas las juntas de piedra de la estructura.

La nueva vía también bebe en los conceptos tipológicos esbozados en las losas de transición de los puentes integrales y semi-integrales de las estructuras anglosajonas.

La solución de bloqueo de junta ha sido un intento en paralelo de desarrollo de la idea. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014).

El anexo 0 de la tesis define la junta integral de estribo.(Aparicio García, 2013). Y debiera leerse antes de continuar este capítulo para su mejor comprensión.



A continuación se presenta la metodología de pensamiento para la concepción de la solución previa a la realización del ensayo, para posteriormente hacer un análisis crítico de éxitos y fracasos en las previsiones realizadas.

5.1. Justificación conceptual de la solución

Conceptualmente la JIE (Junta Integral de Estribo) consiste en realizar múltiples juntas, transversales y perpendiculares al eje de la traza, dispersas a lo largo de una losa de hormigón “de sacrificio”⁴, singularmente armada, enrasada con la cara superior de tablero de estructura, conectada entre dicho tablero y un anclaje al terreno o al estribo, en lugar de una junta única y localizada en un punto, tal y como es habitual en el estado del arte actual.

Por poner un ejemplo concreto, 1 junta convencional de 30 mm de carrera de contracción, se sustituye por 30 juntas de 1 mm de carrera separadas 100 mm entre cada una a lo largo de la losa de la invención, lo que permite al pavimento colocado sobre esa losa, puentear la mini-junta sin pérdida de seguridad ni planeidad en la superficie de rodadura en el mejor de los casos, o tener una fisura de 1 mm en el peor en servicio.

Es importante constatar que aperturas de fisura de 0,5 mm observados en juntas de pavimentos de hormigón funcionan correctamente en autovías (Kraemer & del Val, 2004).

La clave está en diseñar un elemento estructural que genere todos los planos de fisura necesarios para el trabajo del mismo.

Se podría decir que el nuevo diseño es una “*junta en acordeón*”, si se quiere dar una notación metafórica sentiente a su nomenclatura.

5.2. Ámbito de la solución

Sin menoscabo del posible empleo en mayor número de tipologías y longitudes de tableros, el ámbito en el que se pretende desarrollar este estudio se centra en los siguientes puntos fundamentales:

⁴ Parfraseando la nomenclatura de (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014)



- Tráfico carretero
- Cualquier tipología estructural de tablero
- Cualquier geografía

Parte de los objetivos de la tesis es acotar los límites de utilización de la JIE, pero se dejan fuera del ámbito de estudio los tableros de más de 200 m de longitud para simplificar el ya de por sí complejo estudio.

5.3. Acciones

Las acciones fundamentales a considerar para un dimensionamiento de cualquier junta y también de las JIE son las siguientes (Ministerio de Fomento, 2011):

Acciones intrínsecas de la estructura:

- Pretensado
- Retracción y fluencia
- Temperatura

Acciones externas de la estructura:

- Frenado y arranque (despreciables para viaductos de $L_g < 200$ m)
- Viento (despreciable para viaductos de pilas menores de $L_g < 200$ m)
- Fuerza centrífuga (despreciable para grandes radios de curvatura de la traza)
- Sismo (Se plantea la hipótesis de partida de la no afección de esta acción a la JIE dado que otros elementos de la estructura se suponen dimensionados para absorber estos esfuerzos accidentales)

Son las acciones intrínsecas las que condicionan fundamentalmente el dimensionamiento de las juntas debido a las deformaciones impuestas que genera el tablero en sus extremos respecto al terreno.

Despreciar las acciones externas es válido cubriendo un porcentaje mayoritario de los casos posibles de puentes de menos de 200 m de longitud.

La siguiente tabla ofrece una aproximación al problema de las acciones intrínsecas termo-higrométricas y de pretensado, en términos deformacionales y en función de las tipologías del tablero diferentes que se enumeran a continuación:

- Hormigón Armado
- Losas macizas
- Losas aligeradas



- Cajones
- Vigas prefabricadas

APROXIMACIÓN A LAS DEFORMACIONES HIGROMÉTRICAS Y DE PRETENSADO (I)								
REF	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	UNIDAD	FÓRMULA	COMENTARIO
Tipología	Armado	Losas macizas	Losas aligeradas	Cajones	Vigas prefabricadas	-		Tipología del tablero
fck	30	30	30	30	50	MPa		Resistencia característica el hormigón
E _{cm}	28577	28577	28577	28577	32902	MPa	$E_{cm}=8500 \cdot f_{ck}^{1/3}$	Módulo de deformación tangente a 28 días
β_E	1,175	1,175	1,175	1,175	1,175	-	$\beta_E=1,30-f_{ck}/400 < 1,175$	Coefficiente conversor de módulo secante a instantáneo
E _{c28}	33578	33578	33578	33578	38660	MPa	$E_{cm}=\beta_E \cdot E_{c28}$	Módulo de deformación longitudinal instantáneo a 28 días del hormigón
$\sigma(t_0)$	0	4	6	8	14	MPa		Tensión media de compresión del hormigón
k	0,00	0,11	0,16	0,21	0,24	-	$k=\sigma(t_0)/(f_{ck}+8)$	<0,45
$\epsilon_{cs}(t)$	300	300	300	300	270	$\mu\text{m}/\text{m}$		Retracción
$\epsilon_{cp}(t_0)$	0	120	180	240	360	$\mu\text{m}/\text{m}$		Acortamiento instantáneo
φ	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	-		Coefficiente de fluencia
$\epsilon_{cp}(t_0) \cdot \varphi$	0	300	450	600	900	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\epsilon_{cs}(t_0) - \epsilon_{cs}(t_0) = \epsilon_{cp}(t_0) \cdot \varphi$	Acortamiento diferido
$\epsilon_{cp}(t_0)$	0	420	630	840	1260	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\epsilon_{cp}(t_0) = \epsilon_{cp}(t_0) \cdot (1 + \varphi)$	Acortamiento por pretensado
ϵ_{ctotal}	300	720	930	1140	1530	$\mu\text{m}/\text{m}$	$\epsilon_{ctotal} = \epsilon_{cp}(t_0) + \epsilon_{cs}(t_0)$	Acortamiento higrométrico total

Tabla 31: Aproximación a las deformaciones higrométricas y de pretensado en mm/metro de puente. Elaboración propia a partir de la (Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras, 2000)

Las deformaciones esbozadas en la tabla anterior son susceptibles de matices en función de las disposiciones indicadas en las normativas de referencia y de los diferentes procedimientos constructivos, **pero permiten realizar una aproximación suficiente al valor máximo de las contracciones a soportar por la JIE al objeto de dimensionarla**. Estudios recientes en la Universidad de Lausana (Dreier, 2010) realizan aproximaciones similares.

De estas aproximaciones se infiere que:

- La retracción es del orden de las 300 $\mu\text{m}/\text{m}$
- El acortamiento instantáneo debido al pretensado no influye en la junta si esta se coloca con posterioridad al postesado o pretensado
- La deformación por fluencia del pretensado es del orden de 2,5 veces la deformación instantánea

5.3.1. Pretensado

El pretensado se suele aplicar en el tablero antes de la ejecución de la junta, bien sobre las vigas prefabricadas, bien sobre el tablero ejecutado in situ, por lo que su efecto es



importante en la fluencia a axil en el tablero tal que induzca acortamientos en el tiempo de la longitud de dicho tablero después de la ejecución de la junta de calzada.

Su influencia se considera tenida en cuenta en la fluencia provocada por su axil.

5.3.2. Retracción y Fluencia

Con base en la referencia normativa del hormigón estructural (Ministerio de Fomento, 2008), se procede a estimar los valores de la retracción, lo cual se resume en la siguiente tabla:

RETRACCIÓN EHE-08. Art 39.7 Art 39.8				
REF	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
t_s	1	días		Edad del hormigón al comienzo de la retracción
t	10000	días		Edad del hormigón en el momento de evaluación
HR	60	%		Humedad relativa
Ac	200000	mm ²		Área de la sección transversal
u	2000	mm		Perímetro expuesto al ambiente
e	200	mm	$e=2.Ac/u$	Espesor medio de la pieza
f_{ck}	50	Mpa		Resistencia característica del hormigón a compresión
f_{cm}	58	Mpa	$f_{cm}=f_{ck}+8$	Resistencia media del hormigón a compresión a 28 días
f_{cm0}	10	Mpa	$f_{cm}=10$	
$\beta_{ds}(t-t_s)$	0,989	$\mu\epsilon$	$\beta_{ds}(t-t_s)=(t-ts)/((t-ts)+0,04.(e^{3/2}))$	Coefficiente de evaluación temporal de secado
k_e	0,85	-	EHE-08. Tabla 39.a	Coefficiente función del espesor medio
End	normal	-		Endurecimiento
β_{HR}	-1,215	-	$\beta_{HR}=-1,55.[1-(HR/100)^3]$ HR<99% Sumergido $\beta_{HR}=0,25$	Coefficiente de variación ambiental
α_{ds1}	4,0	-		Coefficiente 1 función del endurecimiento
α_{ds2}	0,12	-		Coefficiente 2 función del endurecimiento
$\epsilon_{cd,oo}$	-0,000340	m/m	$\epsilon_{cd,oo}=0,85*[(220+110.\alpha_{ds1}).\exp(-\alpha_{ds2}.f_{cm}/f_{cm0})]*\beta_{HR}/10^6$	Coefficiente de retracción a tiempo infinito
$\epsilon_{cd}(t)$	-0,000286	m/m	$\epsilon_{cd}(t)=\beta_{ds}(t-t_s).k_e.\epsilon_{cd,oo}$	Retracción por secado
$\epsilon_{ca,oo}$	-0,000100	m/m	$\epsilon_{ca,oo}=-2,5.(f_{ck}-10)/10^6$	Retracción autógena a tiempo infinito
$\beta_{as}(t)$	1,000000	-	$\beta_{as}(t)=1-\exp(-0,2*t^{0,5})$	Coefficiente de evaluación temporal autógena
$\epsilon_{ca}(t)$	0,0	m/m	$\epsilon_{ca}(t)=\beta_{as}(t).\epsilon_{ca,oo}$	Retracción autógena
$\epsilon_{cs}(t)$	-0,000386	m/m	$\epsilon_{cs}(t)=\epsilon_{cd}(t)+\epsilon_{ca}(t)$	Retracción total
$\epsilon_{cs}(t)$	-386	$\mu\text{Lm/m}$		Retracción total

Tabla 32: Retracción. Elaboración propia a partir de (EHE-08, 2008)

Análogamente y con base en la misma referencia normativa del hormigón estructural (Ministerio de Fomento, 2008), se procede a estimar los valores de la fluencia, lo cual se resume en la siguiente tabla:



FLUENCIA EHE-08				
REF	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
t_0	1	días		Tiempo de puesta en carga
t	10000	días		Tiempo en que se evalúa la fluencia
α_1	0,702	-	$\alpha_1=(35/f_{cm})^{0,7}$	Coefficiente 1 función de la resistencia
α_2	0,904	-	$\alpha_2=(35/f_{cm})^{0,2}$	Coefficiente 2 función de la resistencia
α_3	0,777	-	$\alpha_3=(35/f_{cm})^{0,5}$	Coefficiente 3 función de la resistencia
φ_{HR}	1,338	-	$\varphi_{HR}=(1+\alpha_1 \cdot (1-HR/100)/(0,1 \cdot e^{(1/3)})) \cdot \alpha_2$ si $f_{cm}>35$; si no $\varphi_{HR}=1+(1-HR/100)/(0,1 \cdot e^{(1/3)})$	Coefficiente de influencia de la humedad relativa
$\beta(f_{cm})$	2,206	-	$\beta(f_{cm})=16,8/(f_{ck}+8)^{0,5}$	Coefficiente de influencia de la resistencia del hormigón
$\beta(t_0)$	0,909	-	$\beta(t_0)=(1/(0,1+t_0^{0,2}))$	Factor de influencia de la edad de carga
β_H	551	-	$\beta_H=SI(f_{cm}>35; MIN(1500 \cdot \alpha_3; 1,5 \cdot (1+(0,012 \cdot HR)^{18}) \cdot e+250);$ $MIN(1500; 1,5 \cdot (1+(0,012 \cdot HR)^{18}) \cdot e+250))$	Factor de influencia de la humedad relativa en el tiempo
$\beta_c(t-t_0)$	0,984	-	$\beta_c(t-t_0)=((t-t_0)/(\beta_H+(t-t_0)))^{0,3}$	Factor de desarrollo de fluencia en el tiempo
φ_o	2,683	-	$\varphi_o=\varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$	Coefficiente básico de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	2,64	-	$\varphi(t, t_0)=\varphi_o \cdot \beta_c(t-t_0)$	Coefficiente de fluencia
k	0,24	<0,45	$k=\sigma(t_0)/(f_{ck}+8)$	Coefficiente para evitar la no linealidad de la fluencia
$\sigma(t_0)$	13,92	MPa	$\sigma(t_0)=k \cdot f_{cm,t_0}$	Tensión máxima estimada para evitar no linealidad
E_{c,t_0}	38660	MPa	$E_{c,t_0}=E_{c,28}$	Módulo de deformación tangente a tiempo t_0
E_{cm}	32902	MPa	$E_{cm}=8500 \cdot f_{cm}^{(1/3)}$	Modulo de deformación tangente a 28 días
β_E	1,175	-	$\beta_E=1,30-f_{ck}/400 < 1,175$	Coefficiente conversor de módulo secante a instantáneo
$E_{c,28}$	38660	MPa	$E_{cm}=\beta_E \cdot E_{c,28}$	Modulo de deformación longitudinal instantáneo a 28 días del hormigón
$\varepsilon_{c, \sigma}(t, t_0)$	-0,0013108	m/m	$\varepsilon_{c, \sigma}(t, t_0)=\sigma(t_0) \cdot ((1/E_{c,t_0} + \varphi(t, t_0)/E_{c,28})$	Deformación instantánea y por fluencia
$\varepsilon_{c, \sigma}(t, t_0)$	-1311	$\mu\text{m/m}$		Deformación instantánea y por fluencia

Tabla 33: Fluencia. Elaboración propia a partir de (EHE-08, 2008)

5.3.3. Temperatura

La acción de la temperatura sobre los tableros es la que más incertidumbres presenta. Se ha de obtener el rango de temperaturas máximo que puede llegar a tener un tablero de puente en función de los datos disponibles, que son las temperaturas ambientes de las estaciones meteorológicas.

Para una aproximación conceptual al problema de la acción térmica hay que clarificar las siguientes definiciones físicas:

- T_{media} : Temperatura ambiente media anual
- $T_{max,p}$: Temperatura ambiente del aire, medida a la sombra dentro de una pantalla Stevenson, tomada como la máxima registrada en el día durante al



menos una hora, para un periodo de retorno T , normalmente de 50 años, que implica la temperatura con una probabilidad p de ser superada de $p=1/T$

- $T_{\min,p}$: *Temperatura ambiente del aire*, medida a la sombra dentro de una pantalla Stevenson, tomada como la mínima registrada en el día durante al menos una hora, para un periodo de retorno T , normalmente de 50 años, que implica la temperatura con una probabilidad p de ser superada de $p=1/T$
- T_{uniforme} o T_{efectiva} : *Temperatura media de un tablero*
- $T_{e,\max}$: *Temperatura diaria uniforme máxima* en estructura para un periodo de retorno dado T
- $T_{e,\min}$: *Temperatura diaria uniforme mínima* en estructura para un periodo de retorno dado T



Fig.5.3.3. 1: Pantalla Stevenson para medición de temperatura

La temperatura ambiente media anual y la temperatura uniforme media en estructura deben coincidir sensiblemente.

Pero las temperaturas **ambientales** máximas y mínimas diarias no coinciden con las temperaturas **uniformes** máximas y mínimas diarias respectivamente de las estructuras. La variación entre ambas depende de la tipología del tablero según las normas anteriormente mencionadas. La siguiente figura resume la experiencia suiza al respecto.

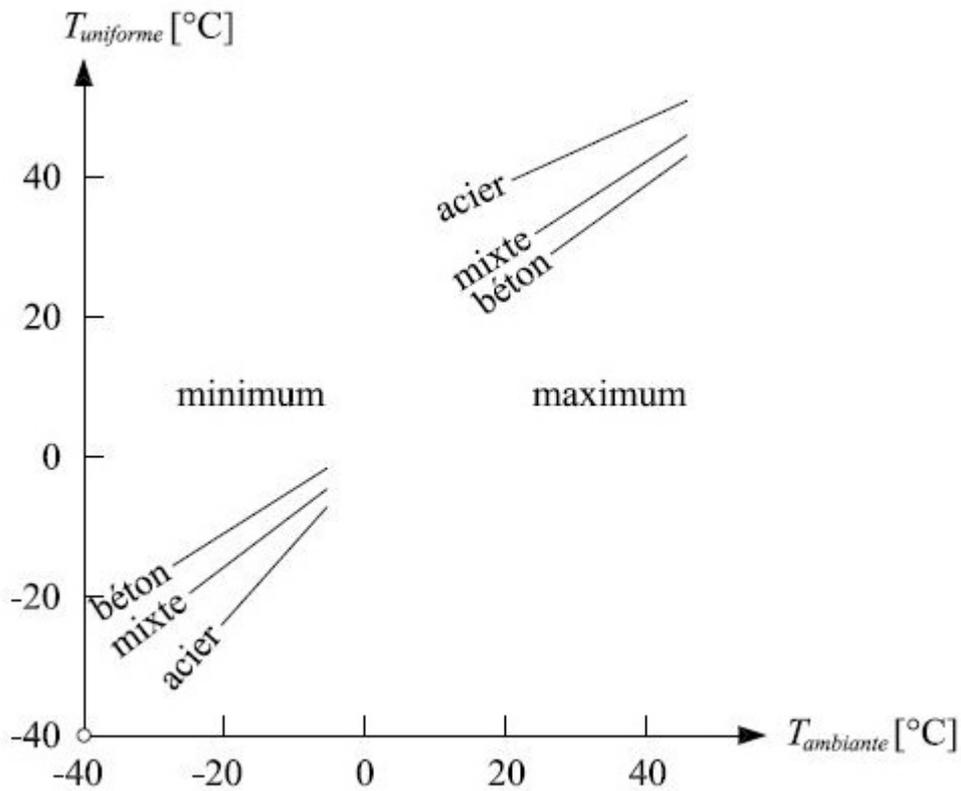


Fig.5.3.3. 2: Correlación entre las temperaturas ambiente y uniforme máximas y mínimas en la experiencia suiza.(LEBET & BADOUX, 1987) (SIA [Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes], 2003)

Investigaciones españolas llevadas a cabo en los años ochenta (Mirambell, Aguado, & Aparicio, Movimientos térmicos de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la Península Ibérica, 1988) constatan que la temperatura uniforme del tablero –exclusivamente de hormigón- depende de la temperatura ambiente media diaria, del canto del tablero, pero también de la temperatura ambiente máxima diaria.



Juntas de calzada en puentes: Propuesta de junta integral en estribos (JIE)



DETERMINACIÓN DE LAS DEFORMACIONES TÉMICAS SEGÚN IAP-11										
REF	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
Material	ACERO	ACERO	ACERO	MIXTOS	HORM.	HORM.	HORM.	-		Tipología del material
Tablero	cajón	viga armada	celosía	MIXTOS	losas	vigas	cajón	-		Tipología del tablero
Situación	León	León	León	León	León	León	León	-	España	Situación del tablero
k1	0,781	0,781	0,781	0,781	0,781	0,781	0,781	-		Coefficientes de corrección por periodo de retorno
k2	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	0,056	-		Coefficientes de corrección por periodo de retorno
k3	0,393	0,393	0,393	0,393	0,393	0,393	0,393	-		Coefficientes de corrección por periodo de retorno
k4	-0,156	-0,156	-0,156	-0,156	-0,156	-0,156	-0,156	-		Coefficientes de corrección por periodo de retorno
T	100	100	100	100	100	100	100	años		Periodo de retorno
p	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	años ⁻¹	$p=1/T$	Inversa del periodo de retorno
kp_max	1,039	1,039	1,039	1,039	1,039	1,039	1,039	-	$kp_max=k1-k2.\ln(-\ln(1-p))$	Coefficiente de conversión de temperatura máxima según periodo
kp_min	1,111	1,111	1,111	1,111	1,111	1,111	1,111	-	$kp_min=k3+k4.\ln(-\ln(1-p))$	Coefficiente de conversión de temperatura mínima según periodo
T _{max}	42	42	42	42	42	42	42	°C	IAP-11; Figura 4.3-a	Temperatura máxima anual del aire
T _{min}	-19	-19	-19	-19	-19	-19	-19	°C	IAP-11; Tabla 4.3-a	Temperatura mínima anual del aire
T _{max,p}	43,6	43,6	43,6	43,6	43,6	43,6	43,6	°C	$T_{max,p}=T_{max} * kp_max$	Temperatura máxima anual del aire según T
T _{min,p}	-21,1	-21,1	-21,1	-21,1	-21,1	-21,1	-21,1	°C	$T_{min,p}=T_{min} * kp_min$ Si $T_{min}<0$	Temperatura máxima anual del aire según T
ΔT _{e,max}	16	13	13	4	2	2	2	°C	Corregido por tipología	Corrección de temperatura máxima por tipología
ΔT _{e,min}	-3	-3	-3	4	8	8	8	°C	Corregido por tipología	Corrección de temperatura máxima por tipología
T _{e,max}	60	57	57	48	46	46	46	°C	$T_{e,max}=T_{max,p}+\Delta T_{e,max}$	Temperatura media diaria máxima esperable en tablero
T _{e,min}	-24	-24	-24	-17	-13	-13	-13	°C	$T_{e,min}=T_{min,p}+\Delta T_{e,min}$	Temperatura media diaria mínima esperable en tablero
ΔT _N	84	81	81	65	59	59	59	°C	$\Delta T_N=T_{e,max}-T_{e,min}$	Rango de temperaturas medias
T ₀	15	15	15	15	15	15	15	°C		Temperatura de puesta en obra
α _T	1,2E-05	1,2E-05	1,2E-05	1,0E-05	1,0E-05	1,0E-05	1,0E-05	°C ⁻¹		Coefficiente de dilatación térmica
ΔT _{N,EXP}	45	42	42	33	31	31	31	°C	$\Delta T_{N,EXP}=T_{e,max}-T_0$	Rango de temperaturas de expansión estructural
ΔT _{N,CON}	-39	-39	-39	-32	-28	-28	-28	°C	$\Delta T_{N,CON}=T_{e,min}-T_0$	Rango de temperaturas de contracción estructural
ΔT _N	84	81	81	65	59	59	59	°C	$\Delta T_N=\Delta T_{N,EXP}-\Delta T_{N,CON}$	Rango de variación
ΔT _{N,EXP,junta}	60	57	57	48	46	46	46	°C	$\Delta T_{N,EXP,junta}=T_{e,max}-T_0+15$	Rango de temperaturas de expansión en junta
ΔT _{N,CON,junta}	-54	-54	-54	-47	-43	-43	-43	°C	$\Delta T_{N,CON,junta}=T_{e,min}-T_0-15$	Rango de temperaturas de contracción en junta
ε _{TN,EXP}	5,35E-04	4,99E-04	4,99E-04	3,26E-04	3,06E-04	3,06E-04	3,06E-04	m/m	$\epsilon_{TN,EXP}=\Delta T_{N,EXP} \cdot \alpha_T$	Deformación por expansión térmica estructura
ε _{TN,CON}	-4,69E-04	-4,69E-04	-4,69E-04	-3,21E-04	-2,81E-04	-2,81E-04	-2,81E-04	m/m	$\epsilon_{TN,CON}=\Delta T_{N,CON} \cdot \alpha_T$	Deformación por contracción térmica estructura
ε _{TN,EXP,junta}	7,15E-04	6,79E-04	6,79E-04	4,76E-04	4,56E-04	4,56E-04	4,56E-04	m/m	$\epsilon_{TN,EXP,junta}=\Delta T_{N,EXP,junta} \cdot \alpha_T$	Deformación por expansión térmica junta
ε _{TN,CON,junta}	-6,49E-04	-6,49E-04	-6,49E-04	-4,71E-04	-4,31E-04	-4,31E-04	-4,31E-04	m/m	$\epsilon_{TN,CON,junta}=\Delta T_{N,CON,junta} \cdot \alpha_T$	Deformación por contracción térmica junta
ε _{TN,EXP}	535	499	499	326	306	306	306	μm/m	$\epsilon_{TN,EXP}=\Delta T_{N,EXP} \cdot \alpha_T$	Deformación por expansión térmica estructura
ε _{TN,CON}	-469	-469	-469	-321	-281	-281	-281	μm/m	$\epsilon_{TN,CON}=\Delta T_{N,CON} \cdot \alpha_T$	Deformación por contracción térmica estructura
ε _{TN,EXP,junta}	715	679	679	476	456	456	456	μm/m	$\epsilon_{TN,EXP,junta}=\Delta T_{N,EXP,junta} \cdot \alpha_T$	Deformación por expansión térmica junta
ε _{TN,CON,junta}	-649	-649	-649	-471	-431	-431	-431	μm/m	$\epsilon_{TN,CON,junta}=\Delta T_{N,CON,junta} \cdot \alpha_T$	Deformación por contracción térmica junta
L	200	200	200	200	200	200	200	m		Longitud del puente
ΔL _{T,EXP}	5,4	5,0	5,0	3,3	3,1	3,1	3,1	cm	$\Delta L_{T,EXP}=0,5 \cdot L \cdot \epsilon_{TN,EXP,junta}$	Expansión estructural en un estribo
ΔL _{T,CON}	-4,7	-4,7	-4,7	-3,2	-2,8	-2,8	-2,8	cm	$\Delta L_{T,CON}=0,5 \cdot L \cdot \epsilon_{TN,CON,junta}$	Contracción estructural en estribo



Tabla 34: Determinación aproximada de los desplazamientos térmicos máximos y mínimos para una estructura sita en León, España. Elaboración propia a partir de (Ministerio de Fomento, 2011, págs. 45-52)

De acuerdo a la referencia normativa de la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (Ministerio de Fomento, 2011), que coincide con el Eurocódigo para la definición de las acciones térmicas (CEN [European Committee for Standardization], 2003), se procede a estimar los valores de la carrera térmica para el caso concreto de un puente sito en León, en el caso de diferentes tipologías estructurales, y suponiendo una temperatura de puesta en obra de 15°C lo cual se resume en la tabla anterior.

De dicha tabla se infieren las temperaturas de cálculo estructural de un ejemplo concreto. Se obtienen las carreras térmicas anuales máximas para un periodo de retorno de 50 años.

Siendo preciso, la carrera térmica hay que dividirla en dos como la suma de los desplazamientos de contracción y de dilatación respecto a la temperatura de puesta en servicio de la junta de calzada.

La metodología más precisa para la obtención de los desplazamientos térmicos en zona de junta de calzada se encuentra en la tesis doctoral de Mirambell. (Criterios de diseño en puentes de hormigón frente a la acción térmica, 1987).

En este documento, y dado el pequeño canto de las estructuras de hasta 200 m de longitud se desprecia el efecto de desplazamiento sobre la junta debidos a gradientes térmicos –y sobrecargas.

Por lo general, la normativa se limita a acotar las temperaturas uniformes máximas y mínimas esperables dependiendo del ámbito geográfico.

Otros ejemplos, más simples que la propuesta de los Eurocódigos, para la obtención de las carreras térmicas, los obtenemos de la experiencia australiana y la suiza.

AUSTROADS (1996)	RANGO DE TEMPERATURA UNIFORME °C		
TIPO DE TABLERO	MÍNIMO	MÁXIMO	RANGO
DE HORMIGÓN	3	50	47
MIXTO	-2	60	62
METÁLICO	-7	70	77

Tabla 35: Rango de variación térmica [°C] de diseño; experiencia australiana. (AUSTROADS, 1996)

AASHATO	RANGO DE TEMPERATURAS UNIFORMES EN TABLEROS °C					
TABLERO	ACERO O ALUMINIO			HORMIGÓN		
CLIMA	MÍNIMO	MÁXIMO	RANGO	MÍNIMO	MÁXIMO	RANGO
MODERADO	-18	49	67	-12	27	39
FRÍO	-34	49	83	-18	27	44



Tabla 36: Rango de variación térmica [°F] de diseño; experiencia estadounidense.(AASHATO [American Association of State Highway and Transportation Officials], 2012, págs. 3-134)

SIA (2003)	RANGO DE TEMPERATURA UNIFORME °C		
TIPO DE TABLERO	MÍNIMO	MÁXIMO	RANGO
DE HORMIGÓN	-	-	40
MIXTO	-	-	50
METÁLICO	-	-	60

Tabla 37: Rango de variación térmica [°C] de diseño; experiencia suiza. (SIA [Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes], 2003)

La tabla anterior de la normativa suiza se justifica en investigaciones en que se correlaciona el rango térmico uniforme de diferentes puentes en Suiza en relación a la altitud, resultando un invariante.

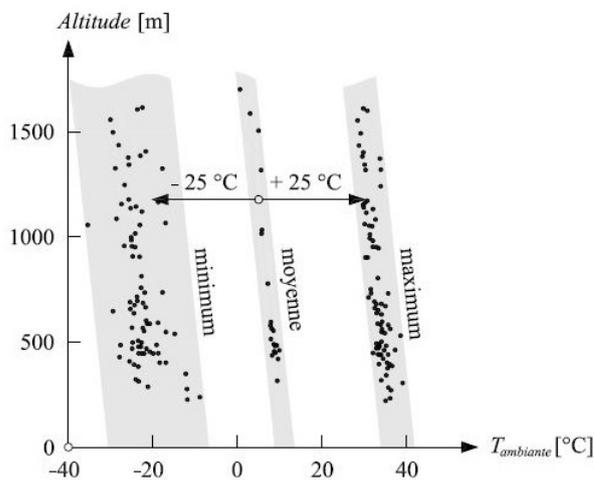


Fig.5.3.3. 3: Temperaturas medias ambientales extremas en Suiza en función de la altitud. Se observa que el rango de temperatura es invariante respecto de la altitud.(LEBET & BADOUX, 1987)

EN 1.5	TEMPERATURA UNIFORME °C	
TIPO DE TABLERO	MÍNIMO	MÁXIMO
DE HORMIGÓN	Tmin+8	Tmax+2
MIXTO	Tmin+4	Tmax+4
METÁLICO	Tmin-3	Tmax+16

Tabla 38: Rango de variación térmica [°C] de diseño; experiencia europea. (CEN [European Committee for Standardization], 2003)



ACCIÓN TÉRMICA [°C] SOBRE TABLERO															
NORMATIVA	SUIZA			USA CLIMA MODERADO			USA CLIMA FRÍO			AUSTRALIANA			EUROCÓDIGO		
	T _{min}	T _{max}	ΔT _N	T _{min}	T _{max}	ΔT _N	T _{min}	T _{max}	ΔT _N	T _{min}	T _{max}	ΔT _N	T _{min}	T _{max}	ΔT _N
HORMIGÓN	T _{unif} -20	T _{unif} +20	40	-12	27	39	-18	27	44	3	50	47	T _{min,p} +8	T _{max,p} +2	59
MIXTO	T _{unif} -25	T _{unif} +25	50	-	-	-	-	-	-	-2	60	62	T _{min,p} +4	T _{max,p} +4	65
ACERO	T _{unif} -30	T _{unif} +30	60	-18	49	67	-34	49	83	-7	70	77	T _{min,p} -3	T _{max,p} +16	81

Tabla 39: Acción térmica sobre tablero según la norma suiza(SIA [Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes], 2003), la estadounidense(AASHATO [American Association of State Highway and Transportation Officials], 2012), la australiana(AUSTROADS, 1996) y el Eurocódigo (CEN [European Committee for Standardization], 2003).

Trabajando la tabla anterior se procede a inferir las temperaturas ambiente mínimas y máximas de Suiza y Australia con base en la formulación anterior y suponiendo una temperatura uniforme media de Suiza de T_{unif}=15°C.

OBTENCIÓN DE T _{min,p} Y T _{max,p} EN SUIZA						
NORMATIVA	AUSTRALIANA			EUROCÓDIGO		
	T _{min}	T _{max}	ΔT _N	T _{min,p}	T _{max,p}	(T _{min,p} +T _{max,p})/2
HORMIGÓN	3	50	47	-5,0	48,0	21,5
MIXTO	-2	60	62	-6,0	56,0	25,0
ACERO	-7	70	77	-4,0	54,0	25,0
MEDIAS				-5,0	52,7	23,8

Tabla 40: Obtención de T_{min,p} y T_{max,p} en Suiza a partir de la formulación del Eurocódigo y suponiendo una temperatura uniforme media de 15°C

OBTENCIÓN DE T _{min,p} Y T _{max,p} EN AUSTRALIA						
NORMATIVA	SUIZA			EUROCÓDIGO		
	T _{min}	T _{max}	T _{unif}	T _{min,p}	T _{max,p}	(T _{min,p} +T _{max,p})/2
HORMIGÓN	-5	35	15	-13,0	33,0	10,0
MIXTO	-10	40	15	-14,0	36,0	11,0
ACERO	-15	45	15	-12,0	29,0	8,5
MEDIAS				-13,0	32,7	9,8

Tabla 41: Obtención de T_{min,p} y T_{max,p} en Australia a partir de la formulación del Eurocódigo

OBTENCIÓN DE T _{min,p} Y T _{max,p} EN USA CLIMA MODERADO						
NORMATIVA	AUSTRALIANA			EUROCÓDIGO		
	T _{min}	T _{max}	ΔT _N	T _{min,p}	T _{max,p}	(T _{min,p} +T _{max,p})/2
HORMIGÓN	-12	27	39	-20,2	24,7	2,2
MIXTO	-	-	-	-	-	-
ACERO	-18	49	67	-14,8	32,9	9,1
MEDIAS				-17,5	28,8	5,6

Tabla 42: Obtención de T_{min,p} y T_{max,p} en USA para clima moderado a partir de la formulación del Eurocódigo



OBTENCIÓN DE $T_{\min,p}$ Y $T_{\max,p}$ EN USA CLIMA FRÍO						
NORMATIVA	AUSTRALIANA			EUROCÓDIGO		
	T_{\min}	T_{\max}	ΔT_N	$T_{\min,p}$	$T_{\max,p}$	$(T_{\min,p} + T_{\max,p})/2$
TABLERO	-18	27	44	-25,8	24,7	-0,6
HORMIGÓN	-	-	-	-	-	-
MIXTO	-	-	-	-	-	-
ACERO	-34	49	83	-31,4	32,9	0,7
MEDIAS				-28,6	28,8	0,1

Tabla 43: Obtención de $T_{\min,p}$ y $T_{\max,p}$ en USA para clima moderado a partir de la formulación del Eurocódigo

Es importante indicar que la IAP-11 (Ministerio de Fomento) obliga a considerar un incremento de la carrera térmica adicional de 30°C para el cálculo de las juntas, incremento de 15°C para la temperatura máxima de cálculo estructural y decremento de 15°C para la temperatura mínima de cálculo estructural. Los 15°C se pueden reducir a 5°C en casos específicos de control intenso de la temperatura de puesta en obra de la junta.

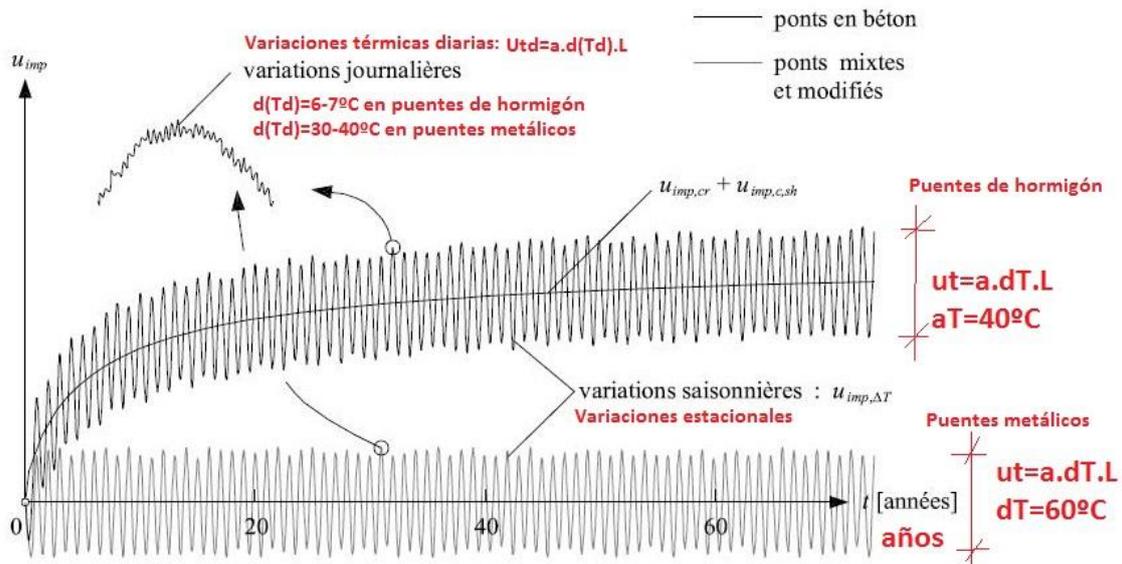
Esta variación tan grande atiende a que la temperatura de puesta en obra de la junta puede variar de 0°C a 30°C.

Parecería razonable proponer que la junta se puede colocar sólo con temperatura de entre 5°C y 30 °C correspondiente al rango de temperatura permitida para el hormigonado (Ministerio de Fomento, 2008), actividad necesaria durante la puesta en obra.

La expansión eficaz máxima diaria de un puente de hormigón emplazado en la geografía peninsular se encuentra comprendida, aproximadamente, entre 0.06 mm/m y 0.07 mm/m. (Mirambell, Criterios de diseño en puentes de hormigón frente a la acción térmica, 1987). Esta conclusión es equivalente a decir que la variación térmica uniforme durante un día tiene un rango de oscilación de 6-7°C respecto de la temperatura media diaria, pero sólo para los puentes de hormigón.

Esta conclusión es fundamental para definir el número de ciclos de apertura y cierre térmicos que ha de afrontar una junta de calzada durante su vida útil T. El número de ciclos deberá ser mayor para puentes metálicos o mixtos que para puentes de hormigón, donde la variación térmica diaria queda disipada por la inercia térmica.

La siguiente figura representa el cierre en positivo o la abertura de junta en estribo en función de los ciclos anuales térmicos, tanto para un tablero metálico como para un tablero de hormigón:



Evolution du déplacement imposé à la culée ou à une tête de pile u_{imp} consécutif au retrait, au fluage et au variations de température en fonction du temps t

Fig.5.3.3. 4: Temperaturas medias ambientales extremas en Suiza en función de la altitud. Se observa que el rango de temperatura es invariante respecto de la altitud.(Dreier, Interacción sol-structure dans le domaine des ponts intégraux, 2010, pág. 15)

5.3.4. Frenado y arranque

Hay que evaluar el comportamiento de la losa acordeón ante las fuerzas reales de frenado.

Por una parte se ha de cuantificar qué parte del frenado máximo sobre el puente, dentro del ámbito considerado, se puede transmitir sobre una junta teniendo en cuenta que la losa de tablero realiza el reparto lineal sobre el armado longitudinal de la JIE.

La siguiente tabla acota superiormente el valor de la carga total de frenado para un puente de 200 m de longitud y 12 m de ancho suponiendo que el frenado sólo se absorbe por los estribos.

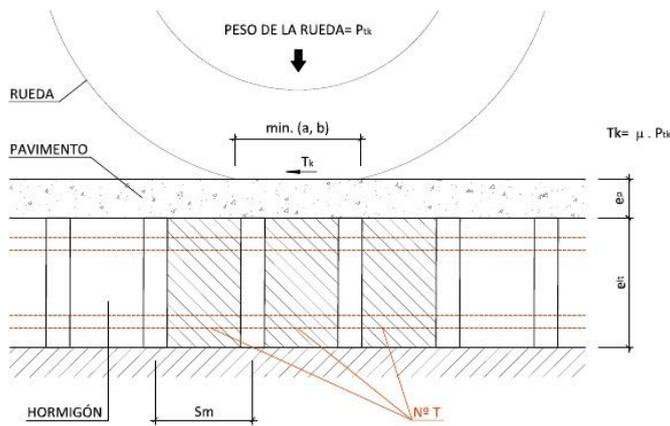
Se comprueba que la máxima fuerza de frenado en la dirección longitudinal del puente es del orden de 22,5 kN/m de junta, lo que es perfectamente asumible por la invención.



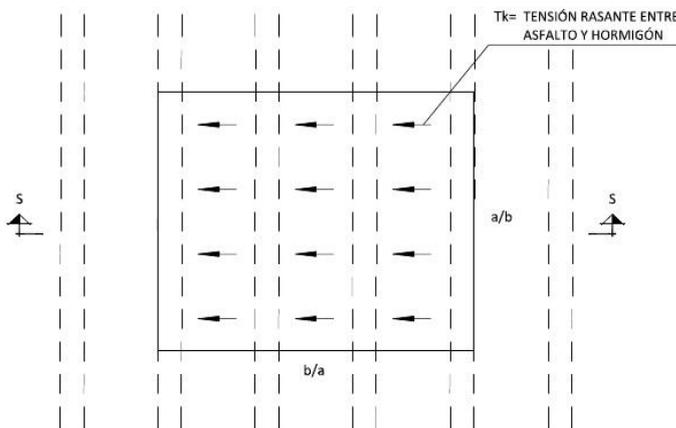
FUERZAS DE FRENADO EN PUENTES DE CARRETERA. IAP-98				
REF	CARGA	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
sc	4	KN/m ²		Sobrecarga uniforme
TREN	600	KN		Tren de cargas
b	12	m		Ancho de puente
L	200	m		Largo del puente
Nº T	2	Nº	2 si b>12	Número de trenes
M	10800	KN	$M=sc*b*L+N^{\circ}T*TREN$	Masa de sobrecarga sobre el tablero
M	1080000	kg		Masa de sobrecarga sobre el tablero
%F	5%	%		Porcentaje de sobrecarga como frenado
F	540	KN	$140 < F = \%F * SCT < 720$	Frenado
F/2	270	KN		Frenado en estribo
fj	22,5	KN/m	$fj=0,5*F/b$	Frenado en estribo

Tabla 44: Estimación de la fuerza característica de frenado de un puente de longitud de tablero de 200 m; dentro del ámbito del estudio.

Por otra parte, se ha de estudiar a escala local la forma de transferencia de la carga local de una rueda sobre el pavimento bajo el que se encuentra la JIE, tal que valide el adecuado comportamiento de la losa ante las acciones instantáneas de frenado.



SECCIÓN S-S



PLANTA

Fig.5.3.4. 1: Esquema para la comprobación de la transmisión de esfuerzos a nivel local.



FRENADO LOCAL. ESTUDIO EN SERVICIO				
REF	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
TREN	600	kN		Tren de cargas
NºR	4	Nº		Número de ruedas
RUEDA	150	kN		Peso de cada rueda
a	0,3	m		Ancho de huella de rueda
b	0,4	m		Largo de huella de rueda
sm	0,1	m	$sm = \min(a,b)/sm$	Separación de separadores de losa acordeón
NºT	3	Nº	$NºT = \min(a,b)/sm$	Número mínimo de teclas bajo rueda
Ptk	50	kN	$Ptk = Rueda/NºT$	Carga vertical sobre tecla
f_l	0,250	-	25% del peso	Porcentaje de frenado respecto al peso sobre tecla
Tk	12,5	kN		Tracción máxima característica de frenado local
γ_s	1	-		Coefficiente de seguridad para el dimensionamiento
Td	12,5	kN	$Td = Tk * \gamma_s$	Tracción máxima mayorada de frenado local
τ_k	250	kN/m2	$t = Td/sm // \min(a,b) + 2 * ep$	Tensión de rasante entre asfalto y hormigón
τ_k	2,5	kp/cm2		Tensión de rasante entre asfalto y hormigón

Tabla 45: Estimación de la fuerza y tensiones rasantes entre pavimento y cara de la losa acordeón. (Ministerio de Fomento, 2011)

5.3.5. Fuerzas centrífugas

Las posibles fuerzas centrífugas en la dirección longitudinal podrían fácilmente incorporarse a las de frenado para incorporar sus efectos. Las fuerzas en dirección transversal a la traza se suponen recogidas por otros elementos estructurales. Pero en el presente documento se supone un tablero de directriz recta.

No obstante, la siguiente tabla acota el orden de magnitud de las fuerzas centrífugas de un puente de 200 m de longitud con circulación a 140 km/h.

FUERZA CENTRÍFUGA EN PUENTES DE CARRETERA. IAP-98				
REF	CARGA	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
sc	4	KN/m2		Sobrecarga uniforme
TREN	600	KN		Tren de cargas
b	12	m		Ancho de puente
L	200	m		Largo del puente
Nº T	2	Nº	2 si $b > 12$	Número de trenes
M	10800	KN	$M = sc * b * L + NºT * TREN$	Masa de sobrecarga sobre el tablero
M	1080000	kg		Masa de sobrecarga sobre el tablero
ve	140	km/h		Velocidad de circulación
ve	39	m/s		Velocidad de circulación
R	200	m		Radio de curvatura
K	0,133	-	$K = 231 / ((231 + ve^2))$	Factor de desitancia adimensional
Fc	1082115	N	$F = (K * M * ve^2) / R$	Fuerza centrífuga
Fc	1082,1	KN		Fuerza centrífuga

Tabla 46: Estimación de la fuerza característica centrífuga de un puente de longitud de tablero de 200 m; dentro del ámbito del estudio a repartir entre los puntos de apoyo.



5.3.6. Viento

Con base en el ámbito del trabajo, en puentes de menos de 200 m de longitud, el viento es una fuerza despreciable por lo que no se tienen en cuenta. La siguiente tabla acota el orden de magnitud de la acción tangencial del viento sobre un viento longitudinal en un tablero de 12 m de ancho y 200 m de longitud.

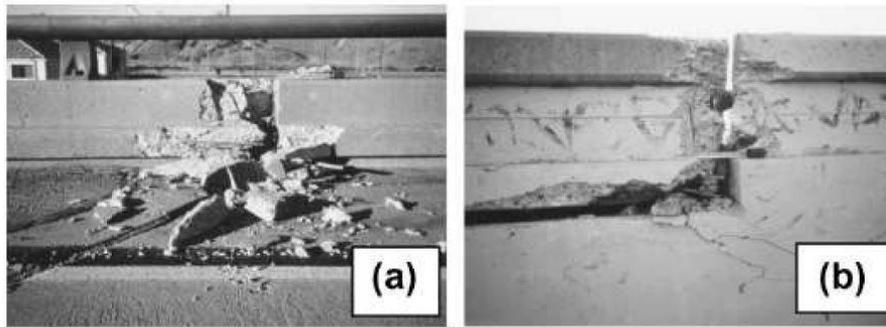
APROXIMACIÓN A LA ACCIÓN DEL VIENTO EN PUENTES DE CARRETERA. IAP-11				
REF	CARGA	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
q	1,5	kN/m ²	Orden de magnitud	Presión más succión del viento
h	3	m		Altura expuesta
b	12	m		Ancho de puente
L	200	m		Largo del puente
Vt	900	kN	$Vt=q*h*L$	Viento transversal
VI	900	kN	$VI=q*h*b/4$	Viento longitudinal
Vte	450,0	kN	$Vte=Vt/2$	Viento transversal en estribo
Vle	450,0	kN	$Vle=VI/2$	Viento longitudinal en estribo
vtj	37,5	kN/m	$vtj=Vte/b$	Viento transversal en estribo por metro de junta
vlj	37,5	kN/m	$vlj=Vle/b$	Viento longitudinal en estribo por metro de junta

Tabla 47: Estimación de las fuerzas características por viento longitudinal y transversal de un puente de longitud de tablero de 200 m y 12 m de ancho; dentro del ámbito del estudio.

5.3.7. Sismo

No se tienen en cuenta los efectos del sismo por ser una situación accidental. No obstante, la junta integral de estribo tiene un diseño prometedor para la resistencia al sismo sin perder la funcionalidad tras su acción por su capacidad de disipación de energía en los ciclos de histéresis.

Disipadores sísmicos en zonas de juntas de tramos de tableros de vigas simplemente apoyados se están estudiando en Japón con principios físicos parecidos a los aplicados en la JIE.(Abdel Raheem & Hayashikawa, 2013)



Typical seismic induced earthquake damages



Fig. 5.3.7. 1: Dispositivos anti-sísmicos. (Abdel Raheem & Hayashikawa, 2013)

5.4. Materiales

Los materiales a emplear en el diseño de la JIE en este documento son los siguientes:

- Cualquier tipo de hormigón, pero se estudia su utilización con hormigón convencional de designación HA-25/B/20/IIa (Ministerio de Fomento, 2008). Se pretende la utilización del hormigón más barato compatible con los criterios de durabilidad exigidos
- Acero de armar de designación B500SD (Ministerio de Fomento, 2008) para la armadura transversal, aunque podría ser un acero de no alta ductilidad
- Acero de armar de designación B500SD para la armadura longitudinal. Este acero puede ser a su vez, al objeto de garantizar la durabilidad:
 - Acero inoxidable
 - Acero convencional B500SD con protección galvanizada del acero en un número de micras definido en función del periodo de retorno de la vida útil de la JIE
 - Acero convencional B500SD con protección epoxídica.
 - Cualquier otro tipo de armado de otro material de diferentes características
- Impermeabilizante entre capa de rodadura y losa de transición



- Pavimento asfáltico convencional
- Los elementos de disposición intermedia del armado pueden ser de diversos materiales, pero en cualquier caso de módulo de elasticidad dos órdenes de magnitud inferiores al del hormigón utilizado. Por concretar:
 - Goma
 - Polietileno extruido
 - Madera
 - Otros

5.5. Dimensionamiento

A continuación pasan a describirse los criterios a seguir y las razones físicas de los mismos para el dimensionamiento de la junta integral de estribo.

5.5.1. Hipótesis de dimensionamiento

Para el dimensionamiento de las JIE, se han de contemplar fundamentalmente dos hipótesis fundamentales:

- El **caso de máximo alargamiento del tablero**, que se da en el estado inicial por dilatación térmica.
- El **caso de máxima contracción del tablero**, que se presenta al final de la vida de la estructura, cuando se ha desarrollado la máxima retracción y fluencia y se produce la mínima temperatura de servicio del puente.

En el **caso pésimo a tiempo inicial de máxima dilatación**, el terreno sometido a compresión puede llegar a absorber gran parte del movimiento en los puentes de longitud total menor de 200 m.

El terreno, al tener en general un módulo de elasticidad muy inferior al del hormigón, puede amortiguar la dilatación estructural adecuadamente.

La normativa española para puentes integrales permite movimientos de hasta 30 mm en estribos de puentes integrales (Ministerio de Fomento, 2000).

La normativa suiza acota los desplazamientos permitidos en estribos integrales a 20 mm (OFROU [Office fédéral des routes], 2010)



La normativa norteamericana(AASHATO [American Association of State Highway and Transportation Officials], 2012) limita los desplazamientos máximos en puentes integrales a 50 mm, dejando una junta de control en el final de la losa de transición horizontal bajo pavimento de rodadura que está causando múltiples problemas de mantenimiento.(Reza, 2013)

En caso pésimo a tiempo infinito de máxima contracción del tablero, la losa de hormigón singularmente armada, dimensionada en la longitud necesaria, es la que ha de abrirse por planos perpendiculares a la dirección longitudinal del puente, de forma forzada, para que la losa siga trabajando ante esfuerzos gravitatorios, concomitantemente a un mapeo de fisuras cosidas de apertura tal que:

- Impida sensiblemente el paso del agua y polvo gracias a la autoprotección de la impermeabilización y del pavimento y a la milimétrica apertura de la mini junta
- Sea de una dimensión media máxima $w_k=1$ mm -superior a la fisura máxima permitida por las normas en elementos de hormigón armado ($w_k=0,3$ mm), pero no para los de hormigón en masa- tal que permite la disipación de la contracción de forma difusa en la menor longitud de la losa posible.

Es un hecho que la máxima contracción de tablero es mayor en valor absoluto que la máxima dilatación de tablero de hormigón; en tableros metálicos, abertura y cierre son idénticos si se supone la junta colocada a la temperatura media anual del lugar.

5.5.2. Dimensionamiento de la longitud de “losa acordeón”

La siguiente tabla predimensiona las cotas superiores de las longitudes de losas de transición de las JIEs que deberían realizarse para conseguir que la totalidad de la máxima contracción sea absorbida por la fisuración:



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**



MOVIMIENTOS POR RETRACCIÓN, PRETENSADO, FLUENCIA Y TEMPERATURA EN ESTRIBOS.														
REF	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	UD	COMENTARIO	
Material	ACERO			MIXTOS	HORMIGÓN PRETENSADO				HORMIGÓN ARMADO				-	Tipología del material
Armado	estructural				activo y pasivo				pasivo				-	Tipo de armado
Tablero	cajón	viga armada	celosía	MIXTOS	losas macizas	losas aligeradas	cajón	vigas	losas macizas	losas aligeradas	vigas	cajón	-	Tipología del tablero
$\epsilon_{cs}(t)$	0	0	0	-210	-300	-300	-300	-270	-300	-300	-300	-270	$\mu\text{m/m}$	Retracción
$\epsilon_{cp}(t_0)$	0	0	0	0	-120	-180	-240	-360	0	0	0	0	$\mu\text{m/m}$	Pretensado
$\epsilon_{cp}(t_0) - \epsilon_{cp}(t_0)$	0	0	0	0	-300	-450	-600	-900	0	0	0	0	$\mu\text{m/m}$	Fluencia
ϵ_{if}	0	0	0	-210	-720	-930	-1140	-1530	-300	-300	-300	-270	$\mu\text{m/m}$	Contracción por retracción, fluencia y pretensado
$\epsilon_{TN,CON}$	-469	-469	-469	-321	-281	-281	-281	-281	-281	-281	-281	-281	$\mu\text{m/m}$	Térmico de contracción
$\epsilon_{TN,EXP}$	535	499	499	326	306	306	306	306	306	306	306	306	$\mu\text{m/m}$	Térmico de expansión
L	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	m	Longitud del puente
ϵ_{-}	-469	-469	-469	-531	-1001	-1211	-1421	-1811	-581	-581	-581	-551	$\mu\text{m/m}$	Deformación de acortamiento
ϵ_{+}	535	499	499	326	306	306	306	306	306	306	306	306	$\mu\text{m/m}$	Deformación de alargamiento
$\Delta L/2$	-4,7	-4,7	-4,7	-5,3	-10,0	-12,1	-14,2	-18,1	-5,8	-5,8	-5,8	-5,5	cm	Acortamiento en estribo
$\Delta L+/2$	5,4	5,0	5,0	3,3	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	cm	Alargamiento en estribo
DIMENSIONAMIENTO DE LA LONGITUD DE LA LOSA DE TRANSICIÓN														
ΔL	10,0	9,7	9,7	8,6	13,1	15,2	17,3	21,2	8,9	8,9	8,9	8,6	cm	Carrera en estribo
wk	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	cm	Anchura de fisuración permitida en losa de transición
n ^o wk	46,9	46,9	46,9	53,1	100,1	121,1	142,1	181,1	58,1	58,1	58,1	55,1	n ^o	n ^o wk=($\Delta L/2$)/wk
s _m	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	cm	Separación entre fisuras
n ^o wk*s _m	469	469	469	531	1001	1211	1421	1811	581	581	581	551	cm	Longitud necesaria de losa de transición

Tabla 48: Dimensionamiento de la mínima longitud de la losa de la JIE por efecto de la máxima contracción

La longitud mínima de la “losa acordeón” susceptible de autogenerar un mapeo de fisuras se obtiene considerando que se dan las dos condiciones de contorno siguientes:

- La apertura media de fisura permitida en cada fisura es wk=1 mm
- La separación forzada entre planos de fisuras es de sm=100 mm
- Se generan todos los planos de fisura previstos.

5.5.3. Dimensionamiento del armado de la “losa acordeón”

Para el dimensionamiento del armado de la “losa acordeón” se tienen que cumplir diversos criterios técnicos que se enumeran a continuación:

- Para economizar, se debe de optimizar la apertura de fisura cada vez que se provoque. Por convención, a priori, se permiten aperturas de fisuras wk=1 mm. Aunque la investigación demostró que aperturas de fisuras de hasta 3 mm son asumibles sin fisuración en pavimento ni en la impermeabilización bajo capa de rodadura.
- Forzar la apertura de fisura a las separaciones sm=100 mm regulares deseadas mediante la debilitación de las secciones. La clave que justifica este diseño, se encuentra en la tesis de Miguel Fernández (Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero., 2003), donde se describe la gran influencia de la armadura transversal en el mapeo de fisuración, es decir,



las fisuras suelen coincidir con las zonas de disposición de la armadura transversal, por lo que se describe científicamente un mecanismo que fuerza la separación entre fisuras ad-hoc. La opción alternativa contemplada en la patente es forzar las fisuras mediante la disposición adecuada de perfiles metálicos huecos o aligeramientos de porexpán que movilicen picos de tensiones de fractura del hormigón. Este último criterio ha sido el que se ha considerado óptimo.

- Para controlar mejor el mapeo, homogeneidad y apertura de las fisuras está demostrado que los redondos de menor espesor, para igualdad de cuantía de cosido funcionan mejor, por lo que se plantean soluciones de armado con redondos de 6 u 8 mm de diámetro.
- La separación entre fisuras forzada es $s_m=0,10$ m, pero esta separación tiene su cota inferior marcada por la longitud física (no normativa, que puede ser mayor por razones constructivas y no por razones resistentes) de anclaje del redondo utilizado L_b , que debería que ser inferior a s_m . Lo que además redunda en elegir los diámetros de 6 o de 8 mm para el armado, tal y como se justifica en la siguiente tabla:

LÍMITE FÍSICO INFERIOR DE LA SEPARACIÓN ENTRE FISURAS s_m DADO POR LA LONGITUD DE ANCLAJE L_b					
REF.	VALOR	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
f_{ck}	25,0	25,0	MPa		Resistencia característica del hormigón a compresión a 28 días
ϕ	8	6	mm		Diámetro del redondo de armado
m	15	15	-		Coefficiente para obtener la longitud de anclaje
L_b	96	54	cm	$L_b=m*\phi^2$	Longitud estricta de anclaje
s_m	100	100	mm	$>L_b$	Separación entre fisuras

Tabla 49: Mínima separación entre fisuras s_m posible en función de la longitud de anclaje. $m=15$ para HA-25. (Ministerio de Fomento, 2008)

- La necesidad de fisurar la losa de la JIE, obliga a, en el caso de que la losa acordeón tenga continuidad, elegir el hormigón de mínima resistencia a tracción tal que minimice el axil de fisuración a la vez que permita una durabilidad adecuada y una correcta transmisión de las cargas de tráfico al terreno.

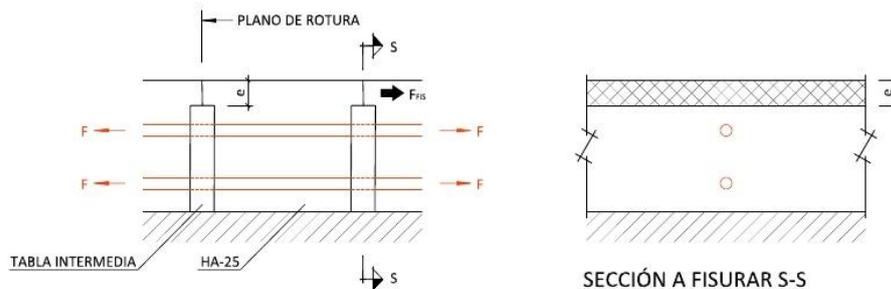


Fig. 5.5.3. 1: Sección a fisurar en el ensayo



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**



Las siguientes tablas avanzan la metodología de dimensionamiento del armado suponiendo que se da continuidad al hormigón de losa de transición en su parte superior tal y como se indica en la figura anterior.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN DE LA LOSA DE TRANSICIÓN				
REF.	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
f_{ck}	25,0	MPa		Resistencia característica del hormigón a compresión a 28 días
f_{cm}	33,0	MPa	$f_{cm}=f_{ck}+8$	Resistencia media del hormigón a compresión a 28 días
$f_{ct,m}$	2,6	MPa	$f_{ct,m}=0,58*f_{ck}^{1/2}$ si $f_{ck}>50$ Mpa $f_{ct,m}=0,30*f_{ck}^{2/3}$ si no	Resistencia media del hormigón a tracción a 28 días
$f_{ct,k}$	1,8	MPa	$f_{ct,k}=0,7*f_{ct,m}$	Resistencia característica del hormigón a tracción a 28 días
h	250	mm		Dimensión del elemento
$f_{ct,m,fl}$	3,5	MPa	$f_{ct,m,fl}=\max[(1,6-h/1000)*f_{ct,m};f_{ct,m}]$	Resistencia característica a flexotracción del hormigón a 28 días
α_a	1,0		Art 39.6	Coefficiente dependiente del tipo de árido
E_{cm}	27264	MPa	$E_{cm}=\alpha_a*8500.f_{cm}^{1/3}$	Modulo de deformación tangente del hormigón a 28 días
β_E	1,175	-	$\beta_E=1,30-f_{ck}/400<1,175$	Coefficiente conversor de módulo secante a instantáneo
E_{c28}	32035	MPa	$E_{cm}=\beta_E.E_{c28}$	Modulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón a 28 días
t	10000	días		Tiempo en que se quiere conocer las características del hormigón
s	0,25	-	0,2 si alta resistencia y endurecimiento rápido; 0,25 normales ;0,38 resto	Coefficiente dependiendo del tipo de cemento
β_{cc}	1,267	-	$\beta_{cc}=\exp(s*(1-(28/t)^{0,5}))$	Coefficiente dependiendo de la edad del hormigón
$f_{cm}(t)$	41,8	MPa	$f_{cm}(t)=\beta_{cc}*f_{cm}$	Resistencia media del hormigón a compresión a t días
α	0,667		1 si $t<28$ si no, 0,5 si $f_{ck}>50$ o $2/3$ si $f_{ck}\leq 50$	Coefficiente para obtener resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,m}(t)$	3,0	MPa	$f_{ct,m}(t)=\beta_{cc}^{\alpha}*f_{ct,m}$	Resistencia media del hormigón a compresión a t días
$E_{cm}(t)$	29271	MPa	$E_{cm}(t)=[f_{cm}(t)/f_{cm}]^{0,3}*E_{cm}$	Modulo de deformación tangente del hormigón a t días
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ACERO DE ARMAR DE LA LOSA DE TRANSICIÓN				
f_{yk}	50,00	KN/cm ²	Conviene que sea el inferido del ensayo	Límite elástico del acero
γ_s	1,15			Coefficiente de minoración de resistencias del acero
f_{yd}	43,48	KN/cm ²	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	Límite último a tracción del acero de armar

Tabla 50: Predimensionamiento del armado de la losa de transición JIE. Características de los materiales.



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**

GEOMETRÍA DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTUDIO POR METRO LINEAL DE ANCHO				
b	1,000	m		ancho de losa
e	0,150	m	En la sección debilitada por tabla interpuesta	espesor de losa
Ac	0,15	m ²	Ac=b*e	area de losa
DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE LA LOSA EN SECCIÓN SIN DEBILITAR				
N _{fis}	385	KN	N _{fis} =Ac*f _{ct,m}	Axil de fisuración
As	8,85	cm ²	As=N _{fis} /fyd	Cuantía mecánica a tracción de la sección de hormigón
φ	8	mm		Diámetro del redondo de armado
A(φ)	0,503	cm ²	A(φ)=PI()* (φ/20)^2	Área del redondo de armado
nφ	8	n ^e		Número de redondos dispuestos en la sección
A _{s_disp}	4,02	cm ²	A _{s_disp} =nφ*A(φ)	Área de armadura de amar dispuesta a tracción
Lb	9,6	cm	Lb=15*φ^2	Longitud estricta de anclaje
COMPROBACIÓN DE LA COMPATIBILIDAD DE LA SOLUCIÓN EN RÉGIMEN PLÁSTICO DE LOS REDONDOS QUE COSEN LAS FISURAS				
f _y	956781	KN/m ²	f _y =1000*N _{fis} /As _{disp}	Tensión del acero en el momento de la fisuración del hormigón
s _m	0,100	m		Separación entre fisuras forzada
E _s	210000000	KN/m ²		Límite elástico del acero de armar
w _{k_ela}	0,00046	m	w _{k_ela} =s _m *f _y /E _s	Anchura de fisura con el acero trabajando en rango elástico
w _{k_pla}	0,00456	m	w _{k_pla} =10*w _{k_ela}	Anchura de fisura con el acero trabajando en rango plástico
GEOMETRÍA DE LA LOSA DE TRANSICIÓN. ESTUDIO POR METRO LINEAL DE ANCHO. SECCIÓN DEBILITADA A FISURAR				
b	1,000	m		ancho de losa
e*	0,030	m		espesor equivalente de la losa fisurada
Ac*	0,03	m ²	Ac*=b . e*	area de la sección de losa de hormigón debilitada
DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE LA LOSA. SECCIÓN A FISURAR				
N _{fis*}	77	KN	N _{fis*} =Ac*f _{ct,m}	Axil de fisuración en la sección debilitada
As	1,77	cm ²	As=N _{fis*} /fyd	Cuantía mecánica a tracción de la sección debilitada de hormigón
DIMENSIONAMIENTO DEL MACIZO DE ANCLAJE DE LA LOSA DE TRANSICIÓN				
γ _a	1,1			Coefficiente de mayoración del tiro a anclar
Na	85	KN	Na=N _{fis*} *γ _a	Fuerza a anclar por metro de losa de transición
μ	0,577			Coefficiente de rozamiento
Pa	147	KN	Pa=Na/μ	Peso del anclaje
d	20	KN/m ³		Densidad del anclaje
V	7,3	m ³		Volúmen del material de anclaje
ea	1,50	m		Espesor en anclaje
L _{ma}	4,9	m	L _{ma} =V/b/ea	Longitud del anclaje del macizo de anclaje

Tabla 51: Predimensionamiento del armado de la losa de transición JIE. Geometría de la losa y dimensionamiento de la sección.

De esta tabla se infieren las cotas superiores e inferiores de la armadura a disponer. La cuantía de armado debe estar cercana a la cuantía mecánica de la sección debilitada para que así el axil de tracción sea constante al llevar la armadura al rango plástico, y poder así mantener constante el axil de tracción en continuidad con la losa de compresión del tablero.

Se adelanta que estos criterios de dimensionamiento son insuficientes, lo que se pudo corregir con base en el análisis crítico de la experimentación realizada.



5.5.4. Dimensionamiento del espesor de la “losa acordeón”

El espesor que se quiere estudiar es el mínimo posible y constante para poder compatibilizar los criterios resistentes, con una fácil puesta en obra. Un espesor de 0,15 m permite economía y fiabilidad en el estudio de la “junta acordeónica”.

5.5.5. Dimensionamiento del espesor del pavimento sobre “losa acordeón”

Cuanto mayor sea el espesor del pavimento sobre la “losa acordeón”, mejor para evitar la transferencia de la fisura desde dicha “losa acordeón” hasta la superficie. Pero el diseño pretende disponer sólo el espesor de pavimento mínimo a colocar sobre el tablero y sobre la “losa de acordeón” en prolongación de dicho tablero: se estiman espesores de 0,05-0,10 m.

Se pretende que el pavimento asfáltico flexible dispuesto sobre la “losa acordeón”, logre estanqueidad superficial suficiente del conjunto incluso para el caso de máxima apertura de fisura a través del puenteo mediante el impermeabilizante entre cara superior de losa y pavimento. El pavimento asfáltico, más flexible que el hormigón, cierra la parte de arriba de las fisuras producidas.

El espesor de pavimento elegido para los ensayos fue de 0,05 m compatible con la economía requerida en la calzada y para preservar las estructuras, donde no se puede recrecer el tablero con pavimento de forma gratuita porque aumenta la carga muerta.

5.5.6. Dimensionamiento del los anclajes JIE-tablero

La “losa acordeón” debe fisurarse por efecto de dos fuerzas iguales de sentido contrario. Una anclada en la losa de compresión de los tableros, y la otra en un macizo de anclaje.

Como se ha observado en el apartado de dimensionamiento del armado de la losa se puede comprobar que, ***conociendo las características del acero longitudinal, se tiene acotada superiormente la fuerza de anclaje real por metro lineal de junta***. Es más esta ***fuerza es constante e independiente de la longitud y tipología de tablero o***



estribo⁵. Está en el orden de los 180 kN/m y depende de las características mecánicas reales del acero.

La siguiente tabla dimensiona el anclaje entre tablero y JIE en la solución de anclaje de redondo a posteriori para dos tipos de diámetro, del 12 y del 16.

Siempre es preferible minimizar el número de taladros a realizar en casode una rehabilitación por lo que la solución con redondos del 16 sería mejor.

DIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE ANCLAJE A LOSA DE TABLERO					
REF	VALOR	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
SOL	1	2			Solución
Tk	180	180	kN/m		Axil característico del anclaje
γ_s	1,35	1,35	-		
Td	243	243	kN/m	$Td = \gamma_s * Tk$	Axil de diseño de anclajes
fyk	50,00	50,00	KN/cm ²		Límite elástico del acero
γ_s	1,15	1,15			Coefficiente de minoración de resistencias del acero
fyd	43,48	43,48	KN/cm ²	$fyd = fyk / \gamma_s$	Límite último a tracción del acero de armar
As	5,48	5,48	cm ² /m	$As = Td / fyd$	Área necesaria por metro de junta
Φ	12	16	mm		Diámetro de armado de anclaje
As(Φ)	1,13	2,01	cm ²		Área del redondo de armado
Nº Φ	4,84	2,73	nº		Número estricto de redondos de anclaje
s	0,206	0,367	m	$s = 1 / N^\circ \Phi$	Separación estricta de los redondos

Tabla 52: Dimensionamiento del macizo de anclaje. Elaboración propia a partir de la normativa europea.

5.5.7. Dimensionamiento de anclaje en macizo

El anclaje de la losa acordeón en el tablero es razonablemente sencillo. El problema se encuentra en el dimensionamiento del macizo de anclaje, directamente relacionado con el procedimiento constructivo, sobre todo en la rehabilitación de las juntas de estribo, dado que el tiempo de parada de la circulación es crítico. A continuación **se procede a su dimensionamiento, ya que será un invariante de la solución, dado que la cota superior de tiro del anclaje es conocida.**

Para el dimensionamiento del macizo de anclaje hay que tener en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- La *carga máxima está acotada superiormente* con base en los materiales utilizados en la losa acordeón a una tracción correspondiente al axil de fluencia del armado. Para la ejecución debería corroborarse

⁵ Conclusión fundamental



este valor con un ensayo de recepción de material y de configuración de la armadura longitudinal. Se adelanta que el axil de fluencia en el ensayo ha sido de 180 kN/m.

- El *dimensionamiento de la geometría del macizo se hace por criterios de:*
 - *Deslizamiento*
 - *Y acotando el máximo despegue en punta*
- Con base en las geometrías del macizo compatibles con procedimientos constructivos económicos, *el vuelco no necesita comprobarse*
- El *dimensionamiento de la geometría del macizo es en servicio*
- Al estar acotada la carga característica máxima se dimensiona la geometría del anclaje en servicio con un *coeficiente de seguridad a deslizamiento de 1,0 pero despreciando ciertos efectos secundarios:*
 - *El rozamiento lateral*
 - *La posible cohesión de la sección débil de deslizamiento*
- Se supone un *coeficiente de rozamiento en la sección más débil correspondiente a una arena*, es decir, un ángulo de rozamiento interno de 30º mínimo y una cohesión nula, por lo que todo ángulo de rozamiento superior y toda cohesión existente redundan en el aumento de seguridad a la movilización del macizo, lo que se va a dar en la mayoría de los casos
- *Para la comprobación del despegue se supone un coeficiente de balasto del terreno bajo losa de 10.000 kN/m³*, lo que parece razonable al estar el terreno de explanada compactado bajo el tráfico rodado. Al objeto de justificar este valor se hace una aproximación a su valor realizando un estudio de sensibilidades bajo dos hipótesis diferentes:
 - Suponiendo la explanada o terraplén como un terreno arcilloso compacto

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO. TERZAGHI				
TERRENOS COHESIVOS				
REF	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
Terr		-		Cohesivo
K ₃₀	6,4	kp/cm ³		Coeficiente de balasto para placas de 0,30x0,30 m ²
b	2,00	m		Lado de zapata cuadrada de lado b
l	4,00	m		Longitud de zapata rectangular de ancho b
K	0,960	kp/cm ³	$K = K_{30} * 0,30 / b$	Coeficiente de balasto para zapatas rectangulares de b x b
K'	0,800	kp/cm ³	$K = (2/3) * K * (1 + b / (2 * l))$	Coeficiente de balasto para zapatas rectangulares de b x l
K'	8000	kN/m ³		Coeficiente de balasto para zapatas rectangulares de b x l
q _t	46,00	kN/m ²	$q_t = 20 * 1,8 + 10$	Valor estimado de la tensión media bajo zapata
ó	0,0058	m	$ó = q_t / K'$	Valor medio del asiento

Tabla 53: Obtención de módulo de balasto para explanada con terreno cohesivo para unas dimensiones aproximadas de macizo de anclaje.

- Suponiendo la explanada como una arena media



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**



OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO. TERZAGHI					
TERRENOS GRANULARES					
REF	VALOR	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
Terr	min	max	-		Arena media
K ₃₀	1,92	9,6	kp/cm ³		Coefficiente de balasto para placas de 0,30x0,30 m ²
b	10,00	10,00	m		Lado de zapata cuadrada de lado b
l	13,00	13,00	m		Longitud de zapata rectangular de ancho b
K	0,509	2,546	kp/cm ³	$K = K_{30} * ((b + 0,30) / (2 * b))^2$	Coefficiente de balasto para zapatas rectangulares de b x b
K'	0,470	2,350	kp/cm ³	$K = (2/3) * K' * (1 + b / (2 * l))$	Coefficiente de balasto para zapatas rectangulares de b x l
K''	4701	23503	kN/m ³		Coefficiente de balasto para zapatas rectangulares de b x l
q _t	46,00	46,00	kN/m ²	qt=20*1,8+10	Valor estimado de la tensión media bajo zapata
δ	0,0098	0,0020	m	δ = q _t / K'	Valor medio del asiento

Tabla 54: Obtención de módulo de balasto para explanada con terreno granular para unas dimensiones aproximadas de macizo de anclaje.

Donde los valores de K₃₀ se infieren de la siguiente tabla extractada del curso de cimentaciones de Terzaghi(Terzaghi, Peck, & Mesri, 1999):

CUADRO 4.2. VALORES DE K ₃₀ PROPUESTOS POR TERZAGHI		CUADRO 4.3. VALORES DE K ₃₀ PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES	
Suelo	K ₃₀ (Kp/cm ³)	Suelo	K ₃₀ (Kp/cm ³)
Arena seca o húmeda		Arena fina de playa	1,0-1,5
—Suelta	0,64-1,92 (1,3)*	Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
—Media	1,92-9,60 (4,0)	Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
—Compacta	9,60-32 (16,0)	Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Arena sumergida		Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
—Suelta	(0,8)	Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
—Media	(2,50)	Grava arenosa floja	7,0-12,0
—Compacta	(10,0)	Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Arcilla		Margas arcillosas	20,0-40,0
q _u = 1-2 Kp/cm ²	1,6-3,2 (2,5)	Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
q _u = 2-4 Kp/cm ²	3,2-6,4 (5,0)	Rocas sanas	800-30.000
q _u > 4 Kp/cm ²	> 6,4 (10)		

* Entre paréntesis los valores medios propuestos.

(*) Al menos en los casos normales ya que el terreno puede presentar un comportamiento no lineal, fluencias plásticas, etc. no reproducibles con modelos sencillos.

Tabla 55: Coeficientes K₃₀ aproximados en función del tipo de suelo para la aproximación del coeficiente de balasto de explanada. (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1999)

Se realiza un dimensionamiento por metro lineal de junta en la dirección transversal que es perpendicular al eje del trazado, ya que la invención elimina el esvaje

Para el dimensionamiento del macizo se desprecian empujes activos y pasivos, que sólo se movilizan después de vencido el rozamiento, lo que se quiere evitar en el dimensionamiento, y aunque existen, se auto-equilibran.



5.5.7.1. Dimensionamiento del anclaje como losa-macizo prolongada

El anclaje de la losa puede ser perfectamente el propio pavimento rígido en prolongación de la losa acordeón superficial.

Para el dimensionamiento del macizo de anclaje como losa prolongada, se procede según la siguiente tabla que tantea diferentes espesores de losa y supone 0,05 m de espesor de asfalto:

DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA-MACIZO DE ANCLAJE						
REF	VALOR	VALOR	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
Tk	180	180	180	kN/m		Tracción máxima característica de la losa de invención
γ_s	1	1	1	-		Coefficiente de seguridad para el dimensionamiento
Td	180	180	180	kN/m	$Td = Tk * \gamma_s$	Tracción máxima mayorada de la losa
Φ	30	30	30	º		Ángulo de rozamiento interno del terreno
μ	0,577	0,577	0,577	-	$\mu = \tan(\Phi)$	Coefficiente de rozamiento
ep	0,050	0,050	0,050	m		Espesor de pavimento sobre losa-macizo
h	0,400	0,600	0,800	m		Espesor de losa-macizo
L	29,000	20,500	15,500	m		Largo de losa-macizo
γ_h	24	24	24	kN/m ³		Densidad de losa-macizo de hormigón
γ_p	23	23	23	kN/m ³		Densidad de pavimento
P	312	319	315	kN/m	$P = (h * \gamma_h + ep * \gamma_p) * L$	Peso de la losa-macizo
P_nec	312	312	312	kN/m	$P_{nec} = Td / \mu$	Peso necesario $P_{nec} < P$

Tabla 56: Dimensionamiento de la losa-macizo en prolongación recta a la losa acordeón.

De la tabla anterior se infieren longitudes de macizo excesivas para la economía de la obra. Esta solución, no obstante, debe tenerse en cuenta en las juntas de viaductos de nueva ejecución con pavimento rígido.

5.5.7.2. Dimensionamiento del macizo de anclaje minimizando actuación en planta

De la solución anterior se infiere que es preferible aumentar el tamaño del macizo en profundidad al objeto de minimizar el trabajo específico en planta para optimizar la solución constructivamente.



DIMENSIONAMIENTO DE MACIZO DE ANCLAJE						
REF	VALOR	VALOR	VALOR	UD	FÓRMULA	COMENTARIO
Tk	180	180	180	kN/m		Tracción máxima característica de la losa de invención
γ_s	1	1	1	-		Coefficiente de seguridad para el dimensionamiento
Td	180	180	180	kN/m	$Td = Tk * \gamma_s$	Tracción máxima mayorada de la losa
Φ	30	30	30	º		Ángulo de rozamiento interno del terreno
μ	0,577	0,577	0,577	-	$\mu = \tan(\Phi)$	Coefficiente de rozamiento
ep	0,050	0,050	0,050	m		Espesor de pavimento sobre losa de macizo
h	1,400	1,700	2,000	m		Espesor de macizo
L	10,200	8,500	7,300	m		Largo de macizo
γ_h	21	21	21	kN/m ³		Cota inferior de la densidad de macizo
γ_p	23	23	23	kN/m ³		Densidad de pavimento
P	312	313	315	kN/m	$P = (h * \gamma_h + ep * \gamma_p) * L$	Peso del macizo
P _{nec}	312	312	312	kN/m	$P_{nec} = Td / \mu$	Peso necesario $P_{nec} < P$

Tabla 57: Dimensionamiento del macizo de anclaje en extremo de losa acordeón.

La figura en la que se esquematizan los parámetros geométricos utilizados en las tablas anteriores es la siguiente:

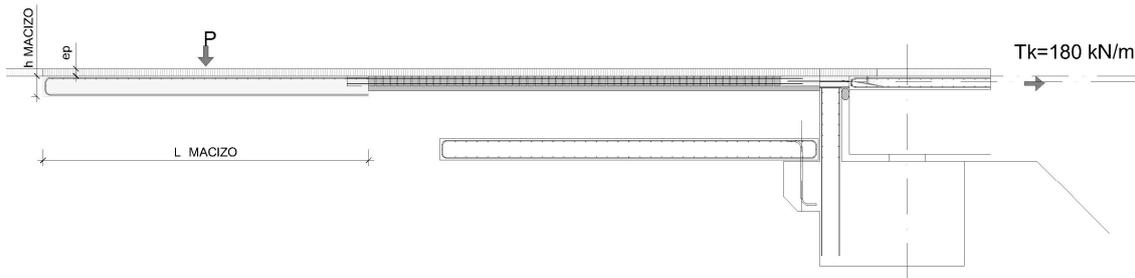


Fig. 5.5.7. 1: Esquema para el dimensionamiento del macizo de anclaje o de la losa-macizo indicados en tablas anteriores

Se observa que la forma de anclar mediante losa prolongada es un caso particular de este último en que se intenta minimizar la excavación en superficie aumentando la profundidad de excavación en explanada de la traza.

5.5.7.3. Dimensionamiento del anclaje a estribo

La losa acordeón se puede anclar al propio estribo a través de la losa de transición.

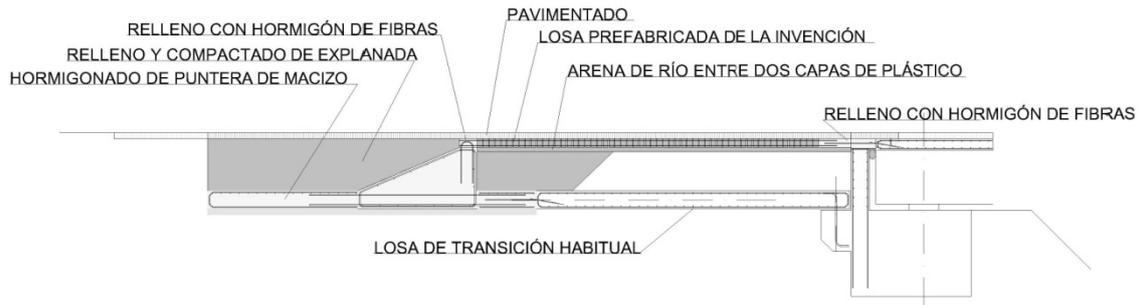


Fig. 5.5.7. 2: Esquema para el dimensionamiento del macizo de anclaje anclado a la losa de transición del estribo. Esto es válido si el cabecero de estribo y el estribo mismo, tienen la capacidad portante suficiente para evitar deformaciones en cabeza.

Con el programa matricial de estructuras METAL 3D de CYPE Ingenieros S.A. se procede a estudiar la forma de anclaje de la losa acordeón al estribo a través de las losas de transición.

Esto implica evitar el despegue por la excentricidad entre la fuerza de tiro del tablero y la fuerza opuesta descentrada a través de la losa de transición.

También se han de implementar los beneficios demostrados del cambio de rigidez que procura la losa de transición.

La siguiente figura resume el estudio cuantitativo para firme rígido con losa de transición inferior de 0,30 m de canto apoyado en un terreno con coeficiente de balasto de 10.000 kN/m³ que se ha demostrado, en la introducción del punto 4, razonable para cuantificar el módulo de balasto de una explanada correctamente ejecutada.

Con base en el esquema de cálculo se infieren las dimensiones adecuadas de la losa de transición bajo la losa acordeón a los efectos de no levantar la “nariz” cuando se produce el tiro del tablero.

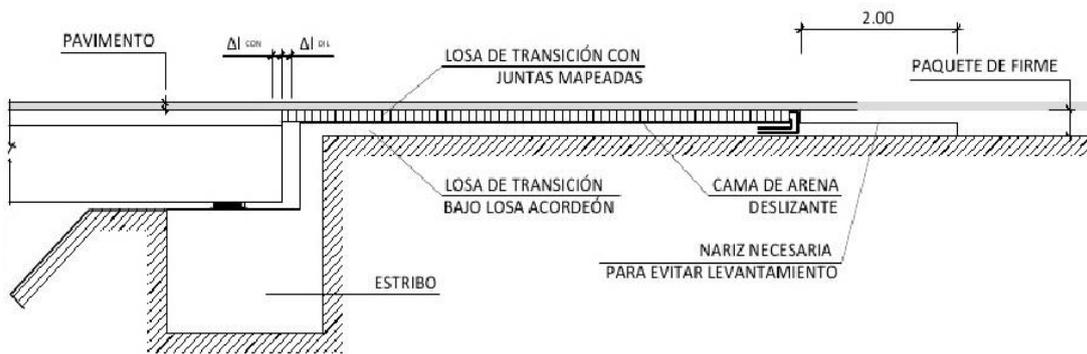
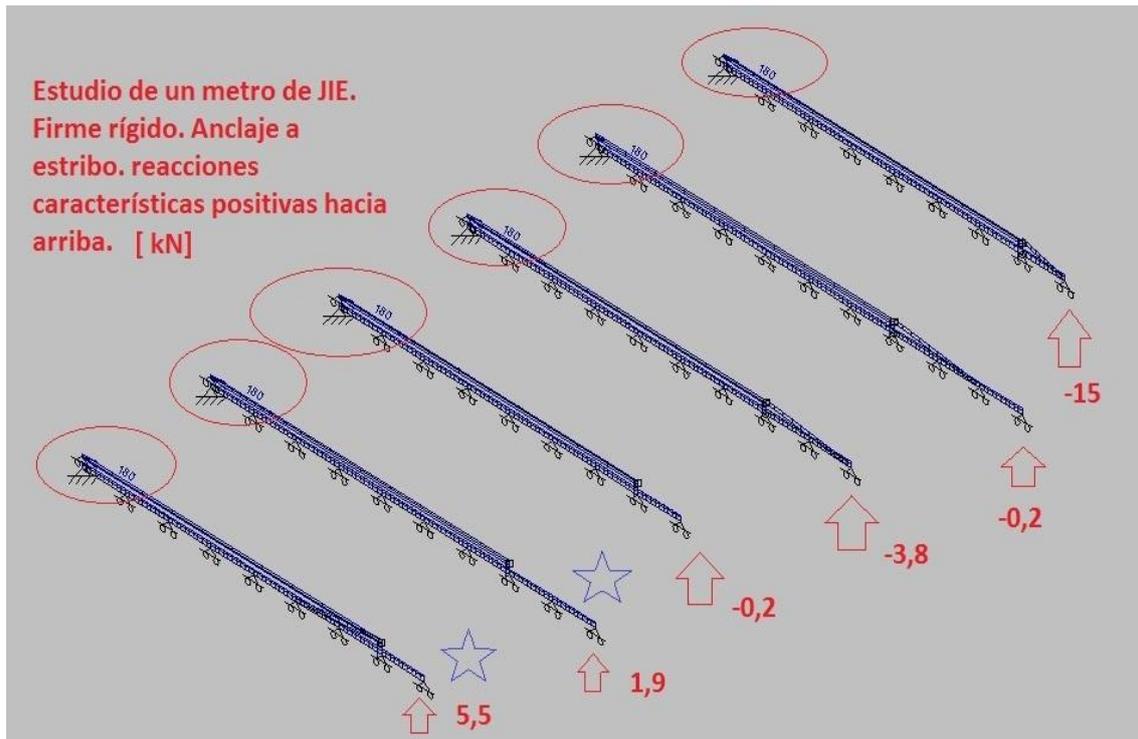


Fig. 5.5.7. 3: Estudio del posible levantamiento del extremo del anclaje. Los modelos varían la geometría del anclaje. Se constata la necesidad de prolongar la losa bajo junta acordeón.

La siguiente figura resume el estudio cuantitativo para firme flexible con losa de transición inferior de 0,30 m de canto colocada a la profundidad habitual:

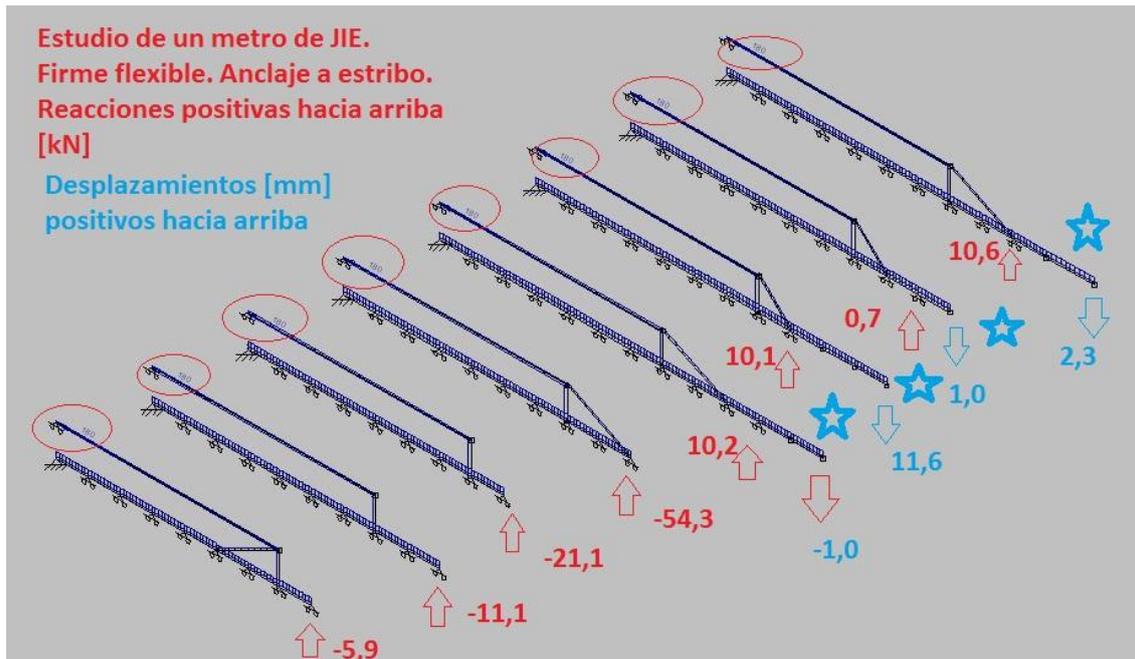


Fig. 5.5.7. 4: Estudio del macizo de anclaje de la junta integral de estribo (JIE) para evitar el levantamiento.

Los dos estudios anteriores suponen que los estribos son puntos rígidos a los que anclar la losa de transición bajo losa acordeón, lo que puede no ser una hipótesis razonable, según el tipo de estribo. Es adecuado en estribos cerrados con muros en vuelta y con losa de transición.

Cuando se tiene un muro cerrado de altura estándar para un gálibo de autovía se puede hacer un estudio de sensibilidades deformacionales en que **se cuantifica, para un metro lineal de estribo cerrado, el desplazamiento en cabeza de estribo cuando se ve afectado por la cota superior de la fuerza ejercida por la losa acordeón.**

De esta fuerza, que como ya se ha dicho está acotada superiormente a 180 kN/m se descuenta la fuerza de rozamiento producida por el peso de la zona de anclaje por detrás de la cuña de empuje activo del relleno supuesto este de cohesión nula y ángulo de rozamiento interno de 30° con base en la siguiente figura.

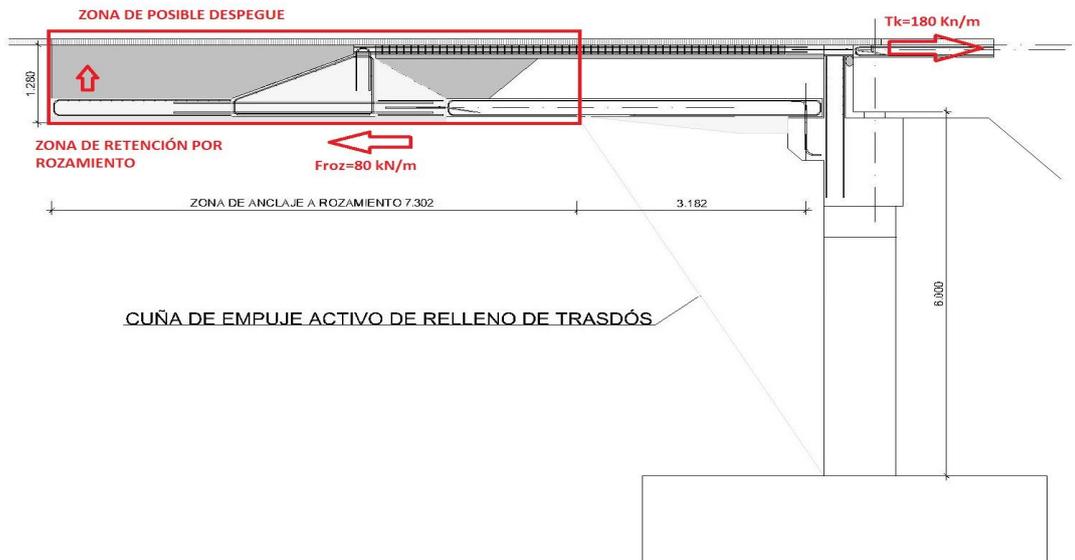


Fig. 5.5.7. 5: Detalle de la geometría estándar para el estudio de deformabilidad de la cabeza del estribo ante la máxima acción generada por la JIE

El siguiente estudio de una sección tipo de estribo cerrado, de un metro de canto de alzado de estribo y situada la línea de aplicación de la carga a 7 metros de altura desvela los desplazamientos en cabeza del estribo de entre 23 y 53 mm, lo que hace que el anclaje al estribo necesite de gran rigidez del mismo para garantizar que el desplazamiento no se transmita a la parte posterior al anclaje de la losa de la invención en la zona de estribo. Ver figura anterior y siguiente.

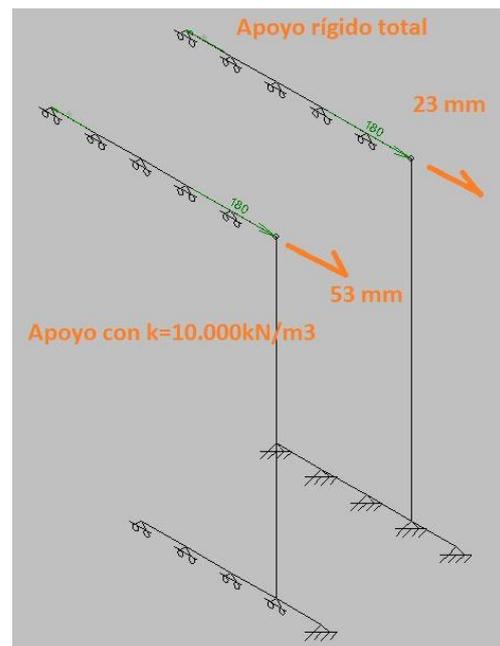


Fig. 5.5.7. 6: Detalle de los modelos de cálculo para la estimación del desplazamiento en cabeza

De los estribos existentes, **sólo en estribos cerrados con muros en vuelta, con losa de transición tal que ata e iguala la deformación a la altura de meseta de estribo, la hipótesis de indeformabilidad de la cabeza de estribo puede darse por adecuada**, porque si no, la junta se trasladaría al final de la losa de la invención al moverse el estribo junto con la losa en la solución de losa acordeón atada al propio estribo a través de la losa de aproximación.



Es probable también que la deformación provocada por la fuerza de tracción de 180 kN/m pueda ser absorbida por la descarga del empuje sobre el alzado de estribo, pero esto no ha de tenerse en cuenta, ya que, a poca cohesión existente en relleno, el terreno podría no movilizarse a pesar del desplazamiento del alzado del estribo.

5.6. Apoyo de losa

La losa de transición apoya sobre el terreno, por lo que este debe estar perfectamente compactado para permitir minimizar el espesor de la losa acordeón. La JIE funcionará si se sigue disponiendo la losa de transición bajo la misma.

No se puede confiar a la JIE las funciones confiadas a la losa de transición.

En primera instancia se pensó en disponer una lámina plástica que minimizara el coeficiente de rozamiento entre la losa de transición acordeónica y el terreno compactado. Pero la necesidad de recoger la fuerza local de frenado y la experimentación demostraron la idea no apta.

5.7. Durabilidad

Como consecuencia de la apertura de fisura máxima permitida de 1 mm el acero de armar pasante conviene que esté protegido.

- Las posibles formas de protección son:
- Galvanizado en las micras adecuadas a la vida útil esperada
- Recubrimiento con resinas epoxídicas
- Protección catódica

Pintado plástico que evite la corrosión de la misma, aunque se recuerda que el acero no es estructural, ya que las cargas gravitatorias descargan directamente sobre el terreno.

5.8. Industrialización ejecución

Para la ejecución de la JIE se pueden utilizar técnicas y procedimientos habituales de la ejecución in situ de estructura de hormigón armado convencionales, aunque su orientación está claramente orientada a la industrialización de la misma.



5.9. Aplicaciones prácticas de la junta integral de estribo

Las aplicaciones de la JIE son:

- tanto para el proyecto de nuevas estructuras
- como para la rehabilitación de estructuras dañadas.

Se resalta la vocación generalista de la solución, que permitiría, además, plantear la eliminación de las juntas de muchas de las estructuras actuales, especialmente en aquellas zonas donde la seguridad se ve afectada para el usuario.

Como ventaja adicional se encuentra que esta solución es independiente del esviate de la estructura y que el diseño es en ELS.

5.10. Procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo es **clave** para la validación de la solución, no sólo para los puentes de nueva planta, sino **para la rehabilitación de los existentes**. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014)

La clave está en el tipo del anclaje que se efectúa en el lado de la losa acordeón que es contrario al anclaje al tablero:

De entre las tipologías posibles se encuentran:

- Anclaje a la losa en prolongación conectándola al pavimento rígido en continuidad de forma que se movilice el rozamiento del mismo

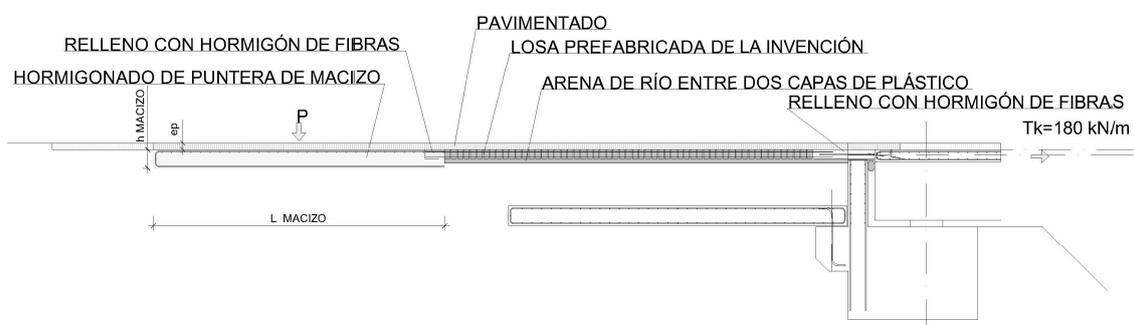


Fig. 5.10. 1: Anclaje de JIE a losa en prolongación del pavimento rígido.

- Anclaje a losa-alfombra bajo el propio peso de la explanada de firme, lo que es una solución idónea para la instalación inicial:

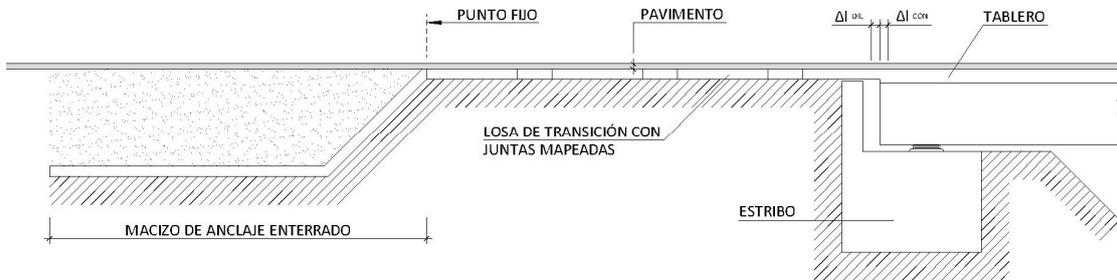


Fig. 5.10. 2: Anclaje a losa alfombra bajo el propio peso de la explanada de firme.

En el dibujo anterior no se refleja la losa de transición, pero debiera aparecer.

- Anclaje a macizo micro-pilotado

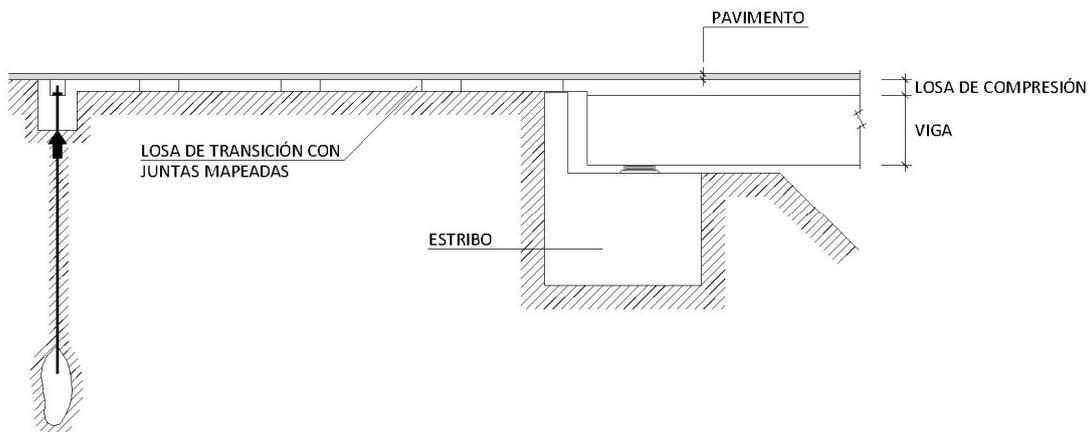


Fig. 5.10. 3: Anclaje a macizo micro-pilotado o anclado. (León González, Corres Peiretti, Martínez Arribas, Segura Pérez, & Ley Urzáiz, 2014)

Además del tipo de estribo y del tipo de firme del trasdós, el tercer factor fundamental de influencia para el adecuado diseño es el tipo de anclaje en zona de trasdós de estribo. De entre las tipologías barajadas compatibles con la operatividad de la obra se encuentran las siguientes posibilidades:

- Anclaje al propio estribo a través de la losa de transición, solución que está pensada para la rehabilitación

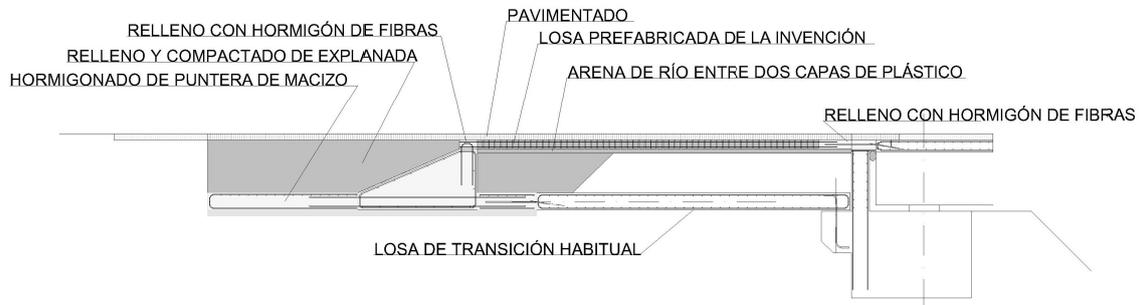


Fig. 5.10. 4: Detalle de junta integral de estribo (JIE) anclada al propio estribo a través de la losa de transición para firmes flexibles.

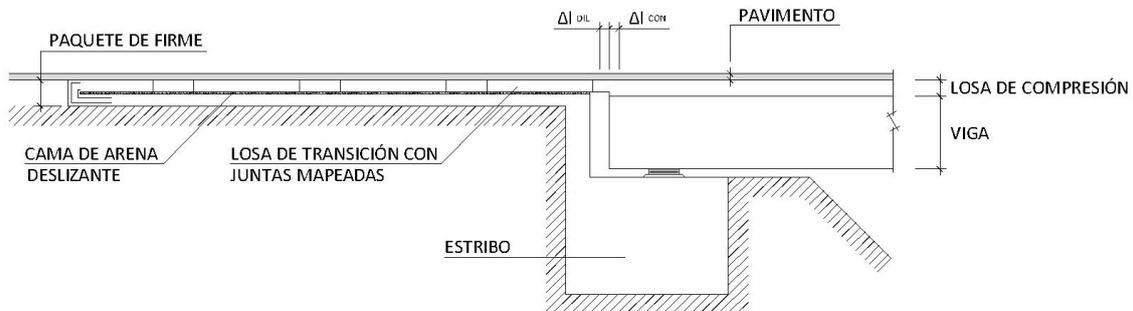


Fig. 5.10. 5: Detalle de junta integral de estribo (JIE) anclada al propio espaldón de estribo a través de la losa de transición. Solución para firmes rígidos. Esta solución necesita de pie de losa de transición, no dibujado.

- JIE anclada a macizo de anclaje ex proceso.

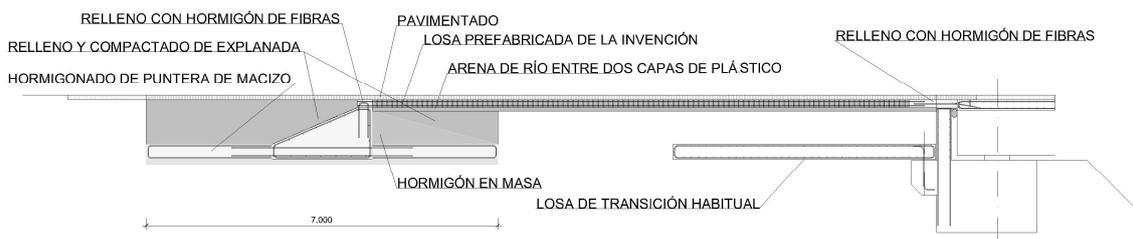


Fig. 5.10. 6: Detalle de anclaje trasdosado de la junta integral de estribo (JIE)

Los esquemas anteriores indican la forma de transmisión de las fuerzas para el caso de contracción del tablero, clave para entender la forma de trabajo.



5.10.1. Procedimiento constructivo para puentes de nueva planta

Todos los esquemas anteriores son válidos para la ejecución de la JIE en estructuras de nueva planta correctamente dimensionadas.

Dado que en este caso, la construcción es convencional sólo se repasan los puntos fundamentales:

- El relleno del trasdós ha de estar bien dimensionado, con material granular preferentemente, pero evitando consolidaciones post puesta en servicio en todo caso
- La losa de transición ha de estar correctamente dimensionada y ejecutada
- La Junta integral de estribo se ha de ejecutar tras la construcción de estribo y tablero
- Es importante saber la temperatura de puesta en obra para definir la carrera adecuada.

5.10.2. Procedimiento constructivo rehabilitación de puentes existentes

El procedimiento constructivo para la rehabilitación de puentes existentes en los que se elimine la junta en estribo es muy dependiente de cada caso particular, porque entran en juego toda la problemática constructiva del lugar.

Como antecedente se dispone del esquema seguido en Suiza que se recoge en la Tesis de Dreier (2010, pág. 16) por la que un puente convencional con junta se transforma en un puente semi-integral:

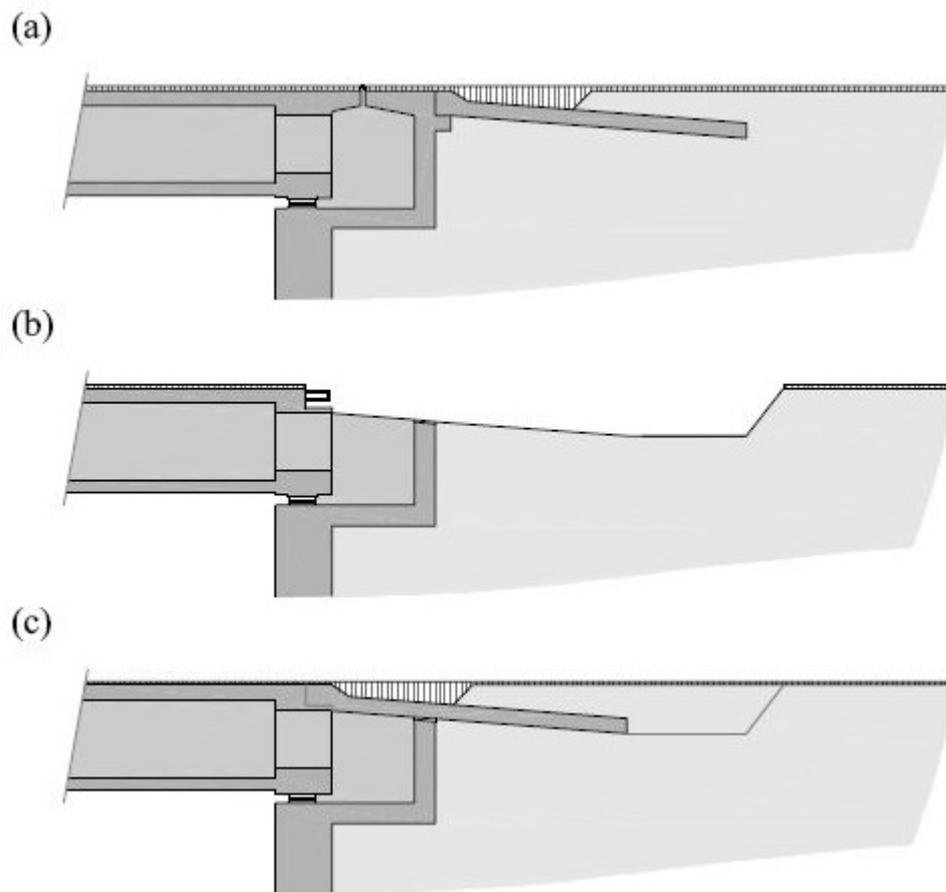
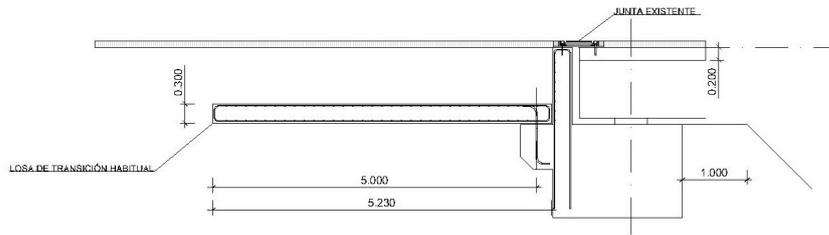


Fig. 5.10. 7: Detalle de conversión de puente con junta de calzada en estribo en puente semi-integral; a) situación inicial; b) excavación del relleno y demolición parcial de tablero y espaldón de estribo; c) reconstrucción de la losa de transición. (Dreier, Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux, 2010)

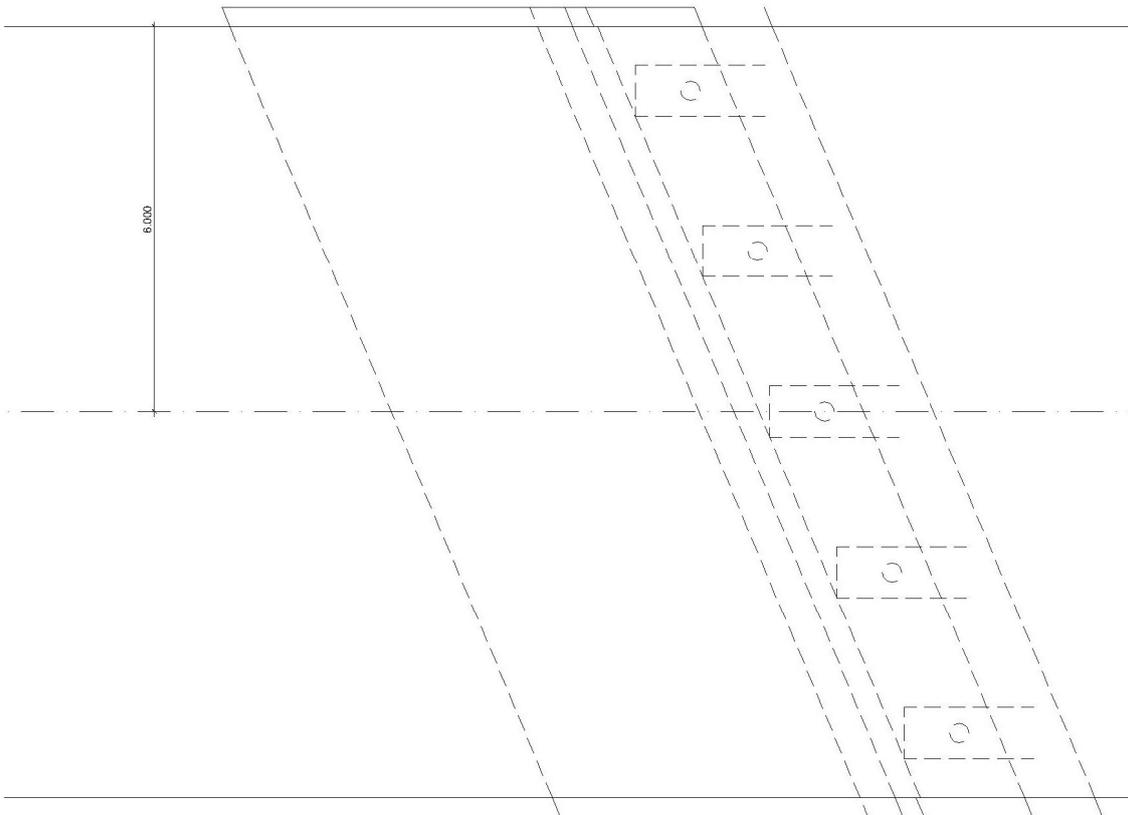
El estudio pormenorizado del procedimiento constructivo de rehabilitación asociado a la JIE, es importantísimo, dado que el coste fundamental de una rehabilitación está en la partida correspondiente a las horas de tráfico cortado. Esta importancia fue constatada en las reuniones de presentación del presente trabajo.

Las horas de tráfico cortado sólo se pueden estimar con base en una adecuada definición del procedimiento constructivo y de las actividades a realizar.

A continuación se describe gráficamente el procedimiento constructivo para la rehabilitación de la junta en la que se emplea el propio estribo como anclaje. Esto es posible en los estribos cargadero sobre roca o en los estribos de gran rigidez en alzado.

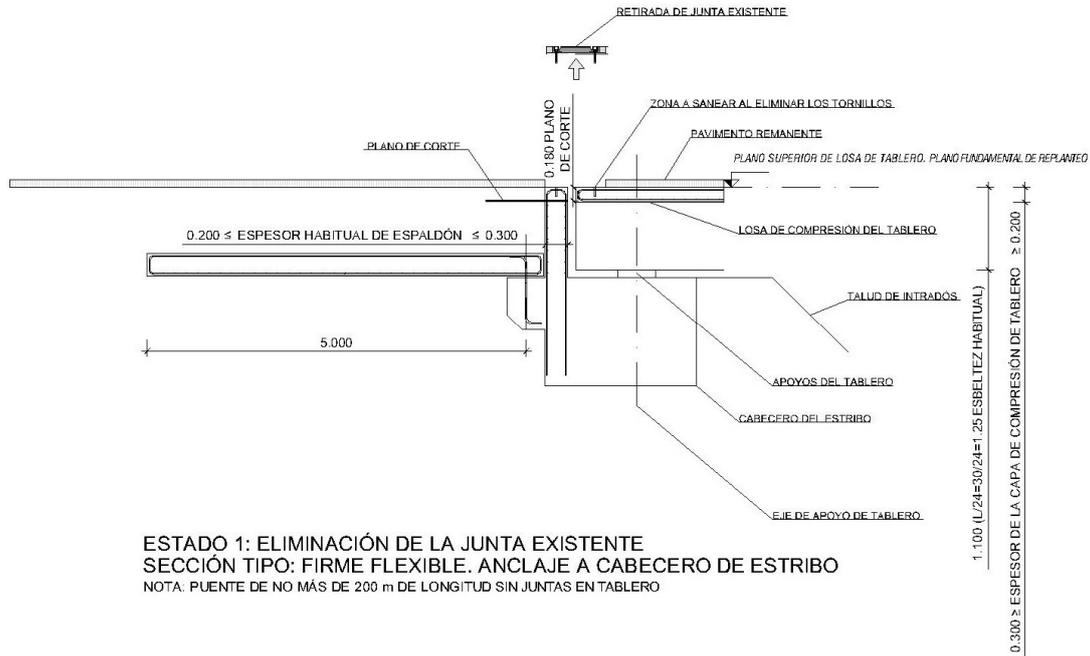


ESTADO 0 INICIAL
SECCIÓN TIPO: FIRME FLEXIBLE
NOTA: PUENTE DE NO MÁS DE 200 m DE LONGITUD SIN JUNTAS EN TABLERO



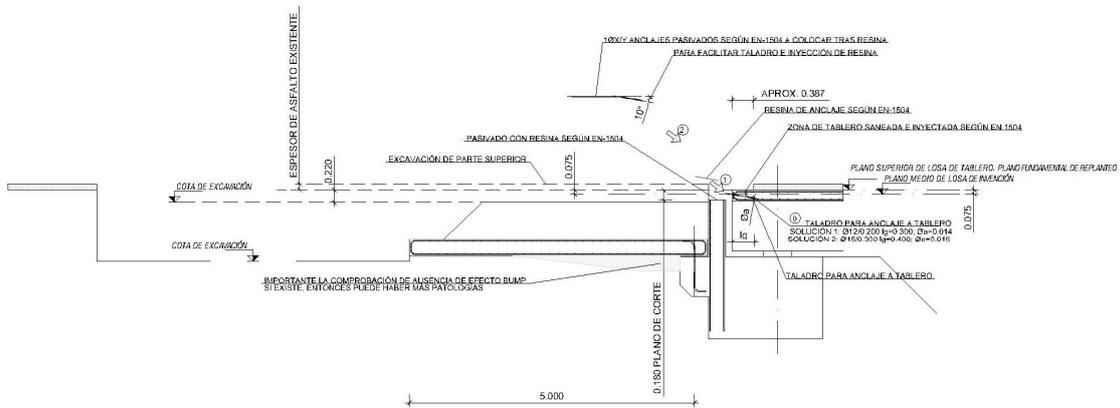
ESTADO 0 INICIAL
PLANTA TIPO: FIRME FLEXIBLE
NOTA: PUENTE DE NO MÁS DE 200 m DE LONGITUD SIN JUNTAS EN TABLERO

Fig. 5.10. 8: Rehabilitación con junta integral de estribo. Estado inicial.



ESTADO 1: ELIMINACIÓN DE LA JUNTA EXISTENTE
SECCIÓN TIPO: FIRME FLEXIBLE. ANCLAJE A CABECERO DE ESTRIBO
NOTA: PUENTE DE NO MÁS DE 200 m DE LONGITUD SIN JUNTAS EN TABLERO

Fig. 5.10. 9: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada al propio estribo a través de la losa de transición. Estado 1



ESTADO 2: CORTE DE ESPALDÓN DE ESTRIBO Y ANCLAJE A TABLERO
SECCIÓN TIPO: FIRME FLEXIBLE. ANCLAJE A CABECERO DE ESTRIBO
NOTA: PUENTE DE NO MÁS DE 200 m DE LONGITUD SIN JUNTAS EN TABLERO

Fig. 5.10. 10: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada al propio estribo a través de la losa de transición. Estado 2a

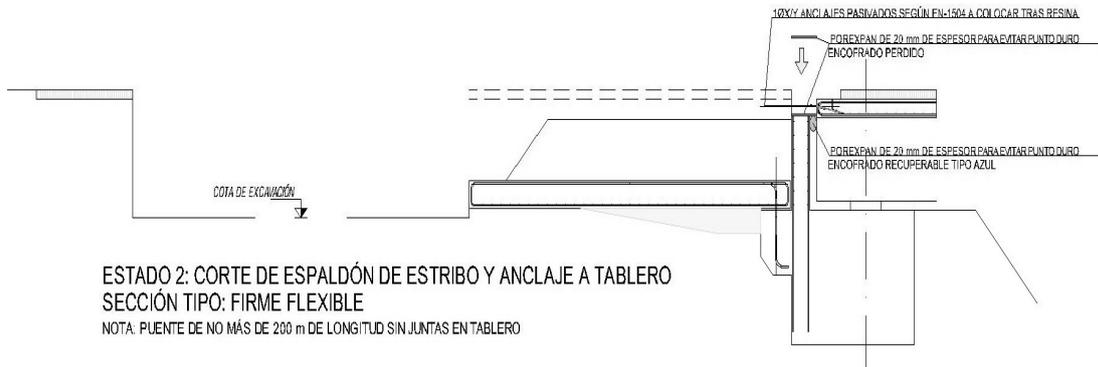


Fig. 5.10. 11: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada al propio estribo a través de la losa de transición. Estado 2b

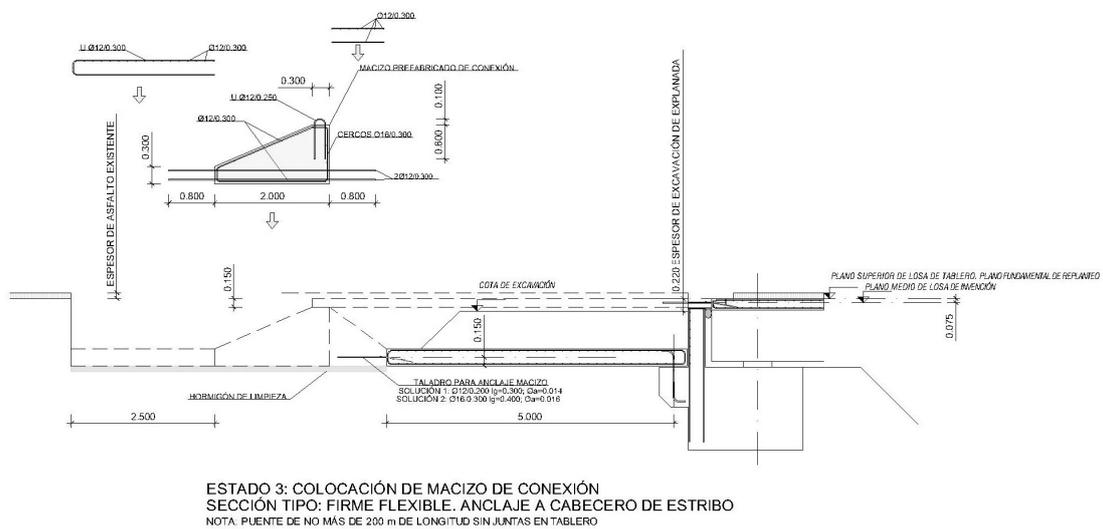


Fig. 5.10. 12: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada al propio estribo a través de la losa de transición. Estado 3

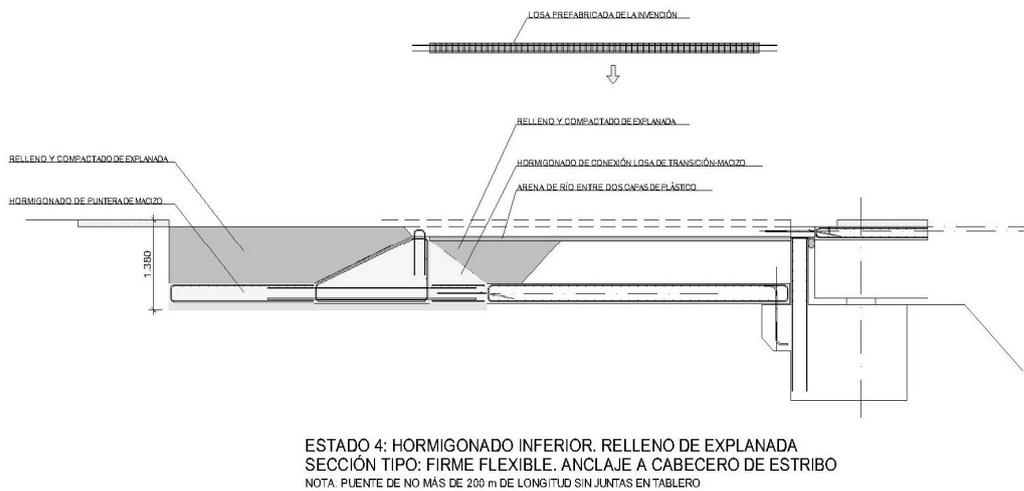
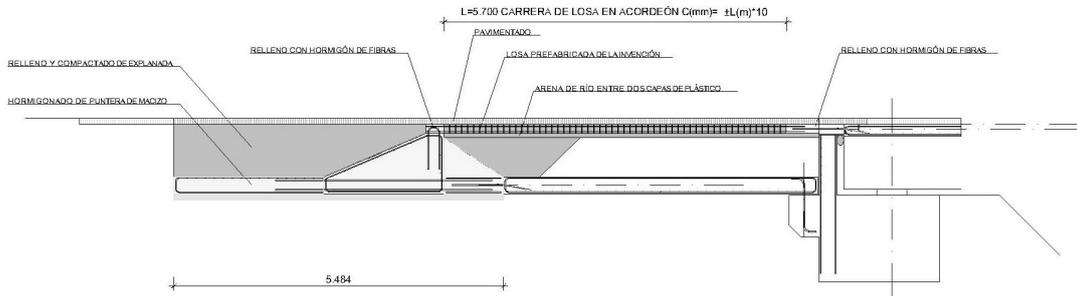


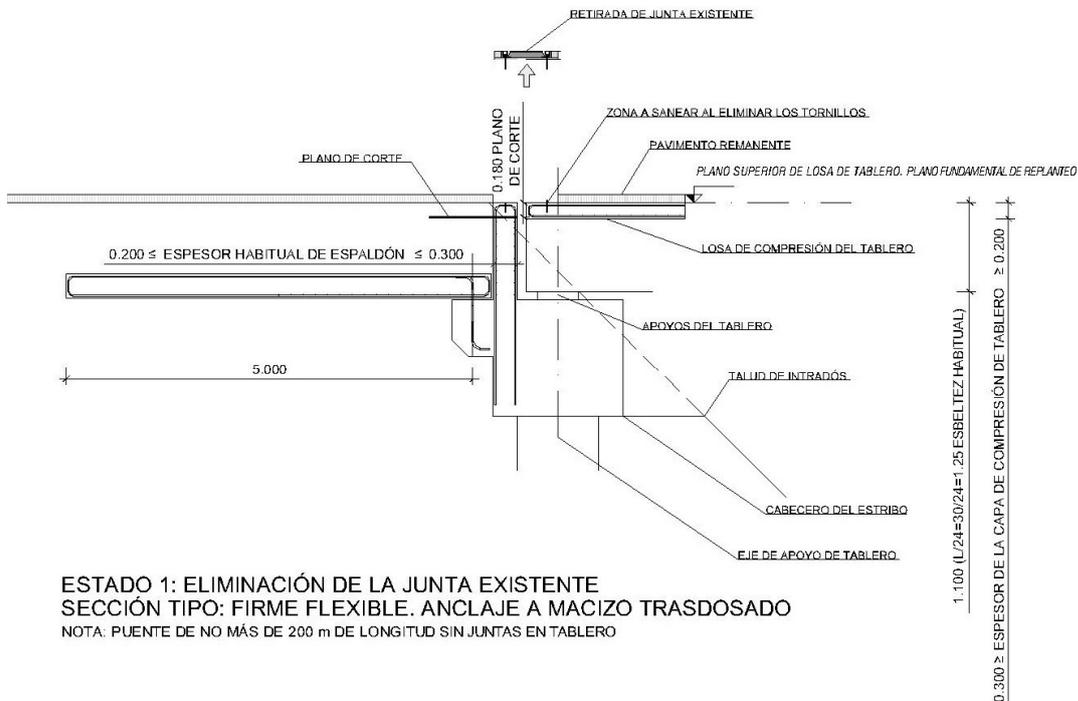
Fig. 5.10. 13: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada al propio estribo a través de la losa de transición. Estado 4



ESTADO 5: COLOCACIÓN DE LA LOSA DE LA INVENCIÓN SOBRE CAMA DE ARENA. HORMIGONADO CON MORTERO SIN RETRACCIÓN
SECCIÓN TIPO: FIRME FLEXIBLE. ANCLAJE A CABECERO DE ESTRIBO
NOTA: PUENTE DE NO MÁS DE 200 m DE LONGITUD SIN JUNTAS EN TABLERO

Fig. 5.10. 14: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada al propio estribo a través de la losa de transición. Estado 5

Como solución alternativa a la del anclaje de la JIE al estribo se plantea un anclaje exproceso para la rehabilitación tal que tenga el menor impacto posible en el uso de la carretera durante su ejecución. Las figuras que siguen recogen el procedimiento.



ESTADO 1: ELIMINACIÓN DE LA JUNTA EXISTENTE
SECCIÓN TIPO: FIRME FLEXIBLE. ANCLAJE A MACIZO TRASDOSADO
NOTA: PUENTE DE NO MÁS DE 200 m DE LONGITUD SIN JUNTAS EN TABLERO

Fig. 5.10. 15: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada a macizo. Estado 1

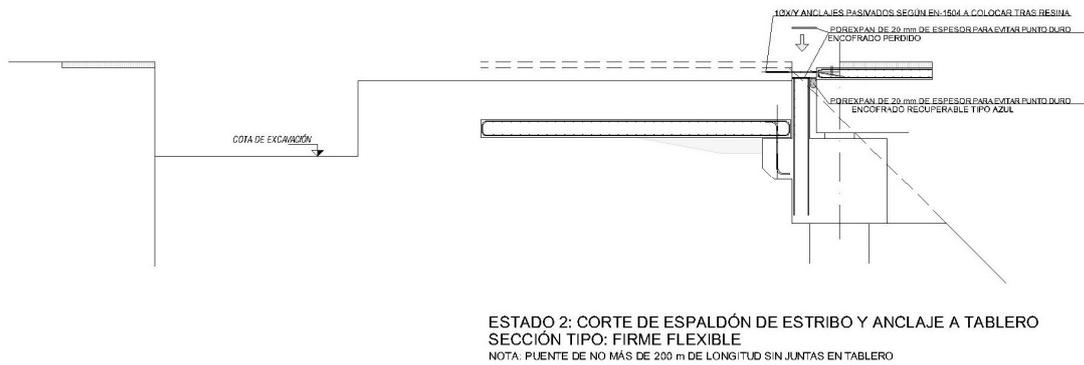


Fig. 5.10. 16: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada a macizo. Estado 2a

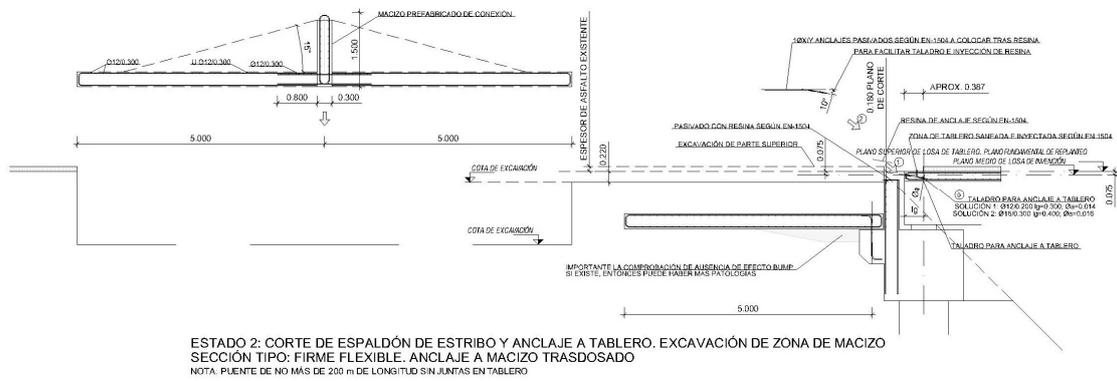


Fig. 5.10. 17: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada a macizo. Estado 2b

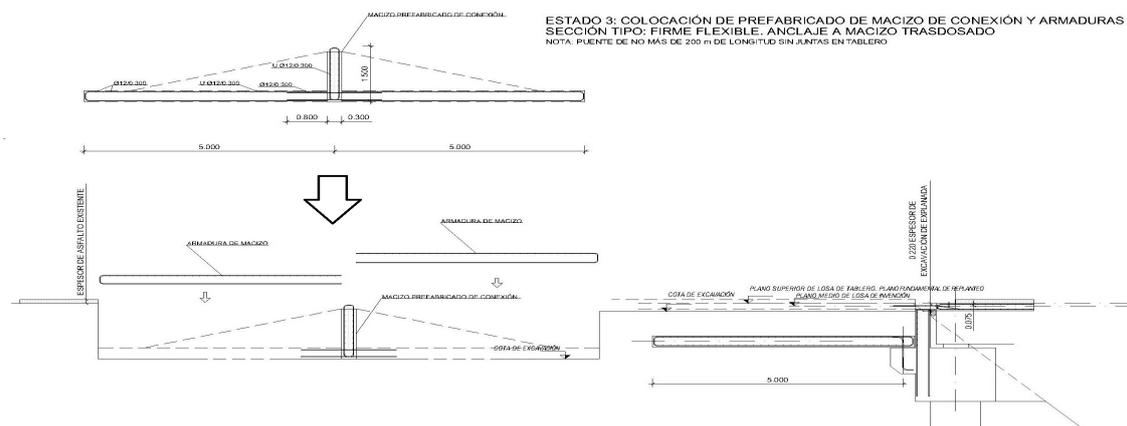


Fig. 5.10. 18: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada a macizo. Estado 3

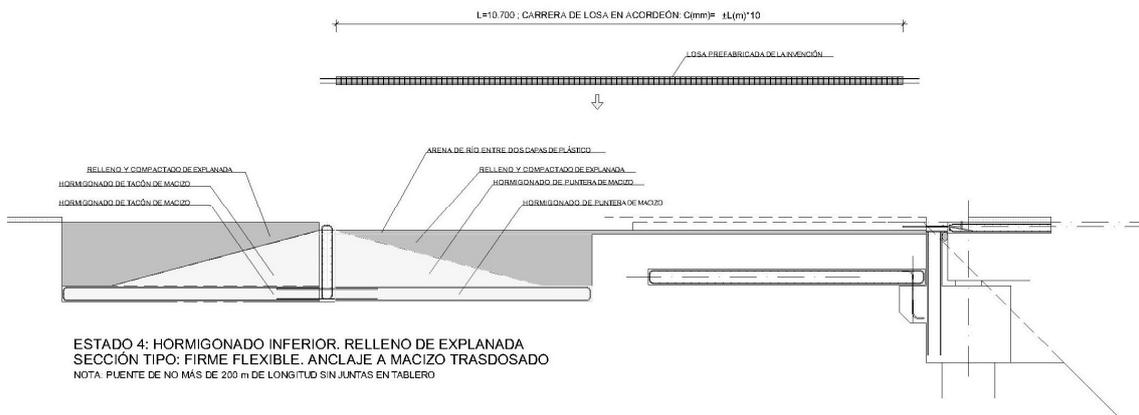


Fig. 5.10. 19: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada a macizo. Estado 4

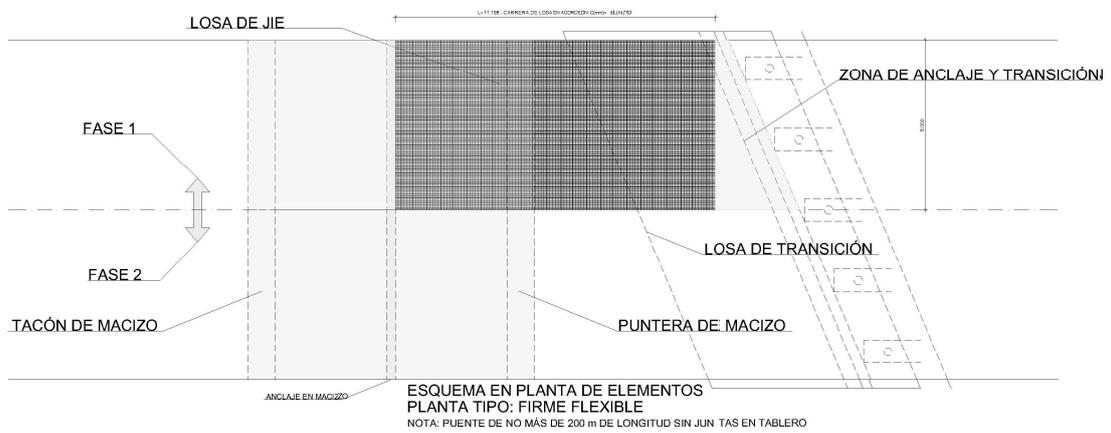


Fig. 5.10. 20: Rehabilitación con junta integral de estribo anclada a macizo. Estado 5

La siguiente tabla resume las acciones constructivas para la rehabilitación de junta:



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO. DESCRIPCIÓN DE TAREAS Y MAQUINARIA. MATERIALES A PARTE		
Nota: se describe la sustitución de un carril en un estribo. El módulo en ancho es de 3,5 m		
REF	ACTIVIDAD	COMENTARIO
1	Transporte a obra	Se procurará que el transporte a obra de la maquinaria sea del menor volumen posible
2	Grupo electrógeno	Para dar electricidad
3	Corte de tráfico de un carril y desvío por el otro	El corte del tráfico depende la longitud del puente y de la anchura del mismo para definir la señalización
4	Eliminación de junta existente	La eliminación de la junta existente es mediante sierra cremallera
5	Cortes longitudinales y transversales para descubrir la zona de losa de transición	Con la misma sierra que el punto anterior
6	Corte de espaldón de estribo	Con la misma sierra que el punto anterior y ligeramente por debajo de la cara inferior de la losa de la invención
7	Sellado según EN-1504 de zonas de tornillos de juntas existentes	Al quitar la junta existente, los tornillos de fijación dejan agujeros que hay que sellar y fisuras a inyectar. NO SE CONSIDERAN OTRAS REPARACIONES EN TABLERO, QUE DEBEN PRESUPUESTARSE A PARTE
8	Pasivado según EN-1504 de cara superior de espaldón de estribo	La armadura vertical se corta a ras, por lo que hay que protegerla
9	Taladro de anclajes horizontales al tablero	El taladro se puede y debe hacer con una cierta inclinación para mejor penetración de la resina
10	Inyección de resina de anclaje según EN 1504 en los taladros	
11	Enhebrado de los anclajes pasivados según EN-1504	
12	Chorizo hinflado AZUL para hormigonado de zona de conexión entre losa de tablero y losa acordeón	El hueco entre cara interior de espaldón de estribo y cara término de tablero es indeterminado y hay que sujetar el porexpán que impide el punto duro bajo losa acordeón
13	Colocación de porexpán de encofrado perdido	
14	Excavación hasta descubrir el borde de la losa de transición existente si se puede conservar	Si no se quiere conservar la losa de transición, entonces habría que demolerla y rehacerla
15	Anclaje de losa de transición a macizo de anclaje (TALADRO=9)	
16	Anclaje de losa de transición a macizo de anclaje (INYECCIÓN=10)	
17	Anclaje de losa de transición a macizo de anclaje (ENHEBRADO=11)	
18	Hormigón de limpieza bajo elemento de conexión	
19	Colocación de macizo de conexión entre losa de transición y losa acordeón	El macizo de conexión es perfectamente prefabricable
20	Colocación de las armaduras de continuidad de losa de transición	NOTA: SE PUEDE PREVER TAMBIÉN SOLUCIÓN CON FIBRAS POR RAPIDEZ. Pero ferralla es prefabricable
21	Hormigonado de los añadidos de la losa de transición	NOTA: SE PUEDE PREVER TAMBIÉN SOLUCIÓN CON FIBRAS POR RAPIDEZ. Pero ferralla es prefabricable
22	Reposición de explanada y compactación e la misma	
23	Ensayo de la explanada	98%próctor normal
24	Colocación de plástico inferior	
25	Vertido de arena de asiento	Desde el camión,
26	Colocación de plástico superior	Puede que sea mejor no colocarlo
27	Presentación de la losa acordeón sobre la cama de arena	Con grúa desde el camión. Hay que diseñar útil de cuelgue genérico auxiliar y metálico
28	Hormigonado con mortero con fibras y sin retracción de zonas de conexión	
29	Asfaltado	
30	Puesta en servicio	

Tabla 58: Procedimiento constructivo de una JIE. Descripción de tareas y maquinaria. Cortesía de Azul de Revestimientos Andaluces S.A.



La siguiente tabla resume los materiales a emplear para la rehabilitación de una junta:

MATERIALES SOLUCIÓN JIE DE RENOVACIÓN DE JUNTA (T=50 AÑOS)		
REF	UD	DESCRIPCIÓN
1	ud	Proyecto estructural
2	m ³	Excavación
3	m ³	HM-15/B/20/lia de limpieza
4	m ³	HA-25/B/20/IIa de PROLONGACIÓN DE LOSA DE TRANSICIÓN
5	m ³	HA-25/B/20/IIa de MACIZO DE CONEXIÓN
6	m ³	HA-25/B/20/IIa de LOSA ACORDEÓN prefabricada
7	m ³	HA-25/B/20/IIa con fibras en LOSA ACORDEÓN prefabricada
8	kg	B500S en anclajes
9	kg	B500S en losa de transición
10	kg	B500S en macizo de conexión
11	kg	B500S en losa acordeón
12	kg	B500SD INOXIDABLE en losa acordeón
13	m ²	Encofrado de porexpán de 20-30 mm
14	m	Chorro inflable de encofrado
15	m ²	Material para forzar fisuras de 15 mm de espesor
16	m ³	Arena de asiento
17	m ²	Plástico
18	m ²	Impermeabilizante
19	m ³	Relleno y compactación de explanada
20	m	Conexión a posteriori 1d16/0,30 sup/inf

Tabla 59: Procedimiento constructivo de una JIE. Materiales. Cortesía de Azul de Revestimientos Andaluces S.A.

5.11. Estudio económico

Al objeto de estimar el valor económico relativo y comparativo entre la solución de junta de calzada tradicional y la JIE, se debe proceder a la cuantificación en materiales, procedimientos y precios de lo que cuesta la ejecución de:

- Una junta de calzada tradicional con su losa de transición correspondiente, teniendo en cuenta una vida útil de 5-15 años para la junta tradicional y 45 años de vida útil a cubrir con sucesivas rehabilitaciones, por lo que se debe incluir el coste de mantenimiento de dos a cinco actuaciones de mantenimiento adicionales
- Una junta de calzada tipo JIE teniendo en cuenta una vida útil de 45 años y suponiendo ausencia de mantenimiento de la junta durante dicha vida útil.



Al objeto de poder establecer una comparación relativa entre una instalación inicial de junta convencional y una instalación inicial de JIE se procede a realizar una cuantificación económica con base en mediciones de materiales (y su coste unitario aproximado) no vinculante sino para realizar el estudio relativo. Se realiza lo mismo para una solución de rehabilitación. En todos los casos se considera un estribo de 12 m de ancho.

La siguiente tabla resume los presupuestos de ejecución material de **la JIE en caso de nueva implantación**:

PEM SOLUCIÓN JIE DE NUEVA IMPLANTACIÓN (T=45 AÑOS)					
REF	UD	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN	€/ud	PARCIAL
1	ud	Proyecto estructural	1,0	100,00 €	100,00 €
2	m ³	HA-25/B/20/Ila de losa de transición	32,4	60,00 €	1.944,00 €
3	kg	B500S en losa de transición	3068,3	1,00 €	3.068,29 €
4	m ³	HM-25/B/20/Ila en macizo de anclaje	26,8	60,00 €	1.607,31 €
5	m ²	Lámina plástica	216,0	10,00 €	2.160,00 €
6	m ²	Impermeabilizante	216,0	5,00 €	1.080,00 €
7	m	Porexpan para forzar fisuras	2160,0	1,00 €	2.160,00 €
8	m ³	Relleno de macizo de anclaje	153,2	10,00 €	1.532,12 €
9	m	Conexión a posteriori 1d16/0,30 sup/inf	0,0	60,00 €	0,00 €
PRESUPUESTO EN BASE IMPONIBLE					13.651,71 €

Tabla 60: PEM. Solución JIE de nueva implantación (T=45 AÑOS)

La siguiente tabla resume los presupuestos de ejecución material de **la JIE en caso de rehabilitación**:

PEM SOLUCIÓN JIE DE RENOVACIÓN DE JUNTA TRADICIONAL (T=45 AÑOS)					
REF	UD	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN	€/ud	PARCIAL
1	ud	Proyecto estructural	1,0	100,00 €	100,00 €
2	m ³	HA-25/B/20/Ila de losa de transición	32,4	60,00 €	1.944,00 €
3	kg	B500S en losa de transición	3068,3	1,00 €	3.068,29 €
4	m ³	HM-25/B/20/Ila en macizo de anclaje	26,8	60,00 €	1.607,31 €
5	m ²	Lámina plástica	216,0	10,00 €	2.160,00 €
6	m ²	Impermeabilizante	216,0	5,00 €	1.080,00 €
7	m	Porexpan para forzar fisuras	2160,0	1,00 €	2.160,00 €
8	m ³	Relleno de macizo de anclaje	153,2	10,00 €	1.532,12 €
9	m	Conexión a posteriori 1d16/0,30 sup/inf	80,0	60,00 €	4.800,00 €
PRESUPUESTO EN BASE IMPONIBLE					18.451,71 €

Tabla 61: PEM Solución JIE para rehabilitación (T=45 AÑOS)

La **solución convencional de junta de caucho** y losa de transición en caso de nueva implantación se resume en la siguiente tabla:



Juntas de calzada en puentes: Propuesta de junta integral en estribos (JIE)

PEM SOLUCIÓN JUNTA TRADICIONAL DE NUEVA IMPLANTACIÓN (T=15 AÑOS)					
REF	UD	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN	€/ud	PARCIAL
1	ud	Proyecto estructural	0,0	0,00 €	0,00 €
2	m ³	HA-25/B/20/Ila de losa de transición	21,6	60,00 €	1.296,00 €
3	kg	B500S en losa de transición	2272,8	1,00 €	2.272,80 €
4	m ³	HM-25/B/20/Ila en macizo de anclaje	0,0	20,00 €	0,00 €
5	m ²	Lámina plástica	0,0	10,00 €	0,00 €
6	m ²	Impermeabilizante	0,0	5,00 €	0,00 €
7	m	Junta de 200 cm de carrera	12,0	330,00 €	3.960,00 €
8	m ³	Firme tradicional	180,0	20,00 €	3.600,00 €
PRESUPUESTO EN BASE IMPONIBLE					11.128,80 €

Tabla 62: PEM solución junta tradicional de nueva implantación (T=15 AÑOS)

La actuación en el caso de **reposición de junta tradicional**, tiene el presupuesto de ejecución material aproximado en la siguiente tabla:

PEM SOLUCIÓN JUNTA TRADICIONAL RENOVACIÓN (T=5 AÑOS)					
REF	UD	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN	€/ud	PARCIAL
1	ud	Proyecto estructural	0,0	0,00 €	0,00 €
2	m ³	HA-25/B/20/Ila de losa de transición	0,0	60,00 €	0,00 €
3	kg	B500S en losa de transición	0,0	1,00 €	0,00 €
4	m ³	HM-25/B/20/Ila en macizo de anclaje	0,0	20,00 €	0,00 €
5	m ²	Lámina plástica	0,0	10,00 €	0,00 €
6	m ²	Impermeabilizante	0,0	5,00 €	0,00 €
7	m	Junta de 200 cm de carrera	12,0	330,00 €	3.960,00 €
8	m ³	Firme tradicional	0,0	20,00 €	0,00 €
PRESUPUESTO EN BASE IMPONIBLE					3.960,00 €

Tabla 63: PEM solución junta tradicional renovación (T=5 AÑOS)

De las tablas anteriores se infiere que el PEM de rehabilitación con la JIE es 4,65 veces superior al de la junta tradicional.

Habría que incluir en el estudio la estimación de los costes económicos totales los términos de:

- El coste de corte de vía durante la ejecución de las operaciones de rehabilitación, lo que afecta a la propiedad o concesionaria
- Accidentes en zona de junta, que afecta al usuario y a la propiedad o concesionaria
- Amortización de vehículos, que afecta al usuario
- Ahorro de combustible durante la conducción debido a la presencia o ausencia de las juntas.

Ninguno de los antedichos costes se abordan en este trabajo.



Con base en los costes totales, debería realizarse un estudio a largo plazo que se esboza en la siguiente tabla:

ESTIMACIÓN COMPARATIVA APROXIMADA DE COSTES EN LA VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA									
TIPO	PEM		COSTE	EDAD DEL PUENTE EN AÑOS					
SOLUCIÓN	INICIAL	REHABILITACIÓN	CORTE	0	5	10	15	20	25
JIE	13.651,71 €	18.451,71 €	12.000,00 €	13.651,71 €	13.651,71 €	13.651,71 €	13.651,71 €	13.651,71 €	13.651,71 €
TRADICIONAL	11.128,80 €	3.960,00 €	12.000,00 €	11.128,80 €	27.088,80 €	43.048,80 €	59.008,80 €	74.968,80 €	90.928,80 €

Tabla 64: Estudio comparativo a largo plazo

La tabla anterior es muy variable en función del coste del corte de calzada.



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**





6. EXPERIMENTACIÓN Y SUS RESULTADOS

En el capítulo anterior se ha descrito el método de cálculo y definición de la junta integral de estribo, **antes de haber realizado el ensayo**.

En este capítulo se va a describir el **histórico de la experimentación realizada**, para el testeo de una junta integral de estribo, de un metro lineal de ancho, en su método para absorber las contracciones del tablero a través de un mapeo de fisuración.

La losa acordeón de la JIE está armada y que la clave del correcto funcionamiento del armado está en llevar el acero a repetidos ciclos que conlleven la plastificación del mismo. Plastificar el acero del que se conocen las características mecánicas conlleva tener acotada superiormente la fuerza aplicada sobre el estribo en todo momento.

El ensayo se hizo antes de la redacción del capítulo anterior, por lo que en este capítulo se da fe del histórico de la **experimentación incluyendo los errores cometidos durante en el ensayo**.

6.1. Antecedentes y proyecto del ensayo.

En el anexo 00 se presenta **la patente de la JIE**(Aparicio García, 2013). En esta patente la forma de armado de la losa acordeón se plantea con **dos zonas con detalle constructivo**, en principio, **diferente** la una de la otra:

- Una zona permite el **método de absorción de contracción del tablero** a través del estiramiento de la JIE
- La otra zona facilita el **método de absorción de la dilatación del tablero** a través de la contracción de la JIE.

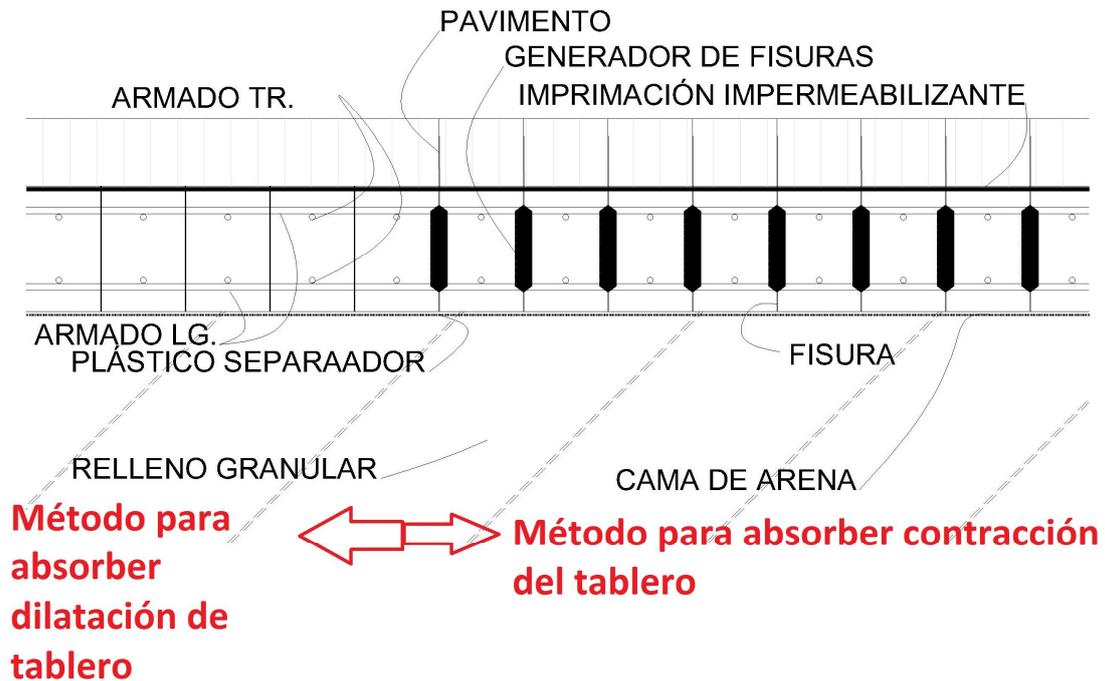


Fig. 6.1. 1: Sección constructiva para lograr los dos métodos de absorción de movimientos en estribo

En el **anexo 01 se recoge el proyecto de ensayo** realizado por el autor y a la lectura de dicho proyecto se remite en este punto.

Además, en el anexo 02 a la presente memoria se presenta el documento para poner en conocimiento, a los laboratorios que pudieran realizar el trabajo, las labores a efectuar para la ejecución del ensayo proyectado; la Universidad de Cantabria fue el lugar de ejecución.

El documento que sirve de pliego de bases para la materialización del ensayo comprende:

- La definición de la probeta a ensayar, para la que se realizaron sendos planos
- Los trabajos a priori a ejecutar en el ensayo
- Los resultados de que dejar constancia

Con respecto a la invención, **se ensayó en la probeta el método correspondiente a la absorción de la contracción del tablero**, (o de alargamiento de losa acordeón). De los dos métodos es el que, en principio, tenía mayor incertidumbre de comportamiento.

El **ensayo es un estudio de fatiga acelerado** de forma que, cada extensión de la losa de ensayo, correspondería a la contracción máxima equivalente prevista para el tablero de acuerdo a la vida útil (T) de cálculo de la estructura.



Esto implica que se supone que todos los años se produce una única contracción, de valor máximo obtenido para el periodo de retorno elegido (T), lo que estaría del lado de la seguridad.

Así por ejemplo, en un caso ideal, si el tablero fuera metálico y la temperatura de puesta en obra fuera la media del lugar de la estructura, la contracción y la dilatación deberían ser las mismas en valor absoluto suponiendo que las temperaturas ambientales máxima y mínima fueran coincidentes con las temperaturas de la estructura.

En el proyecto inicial de ensayo realizado, se planteaba la posibilidad de tener en cuenta, también, efectos equivalentes de retracción y fluencia correspondientes a un tablero de hormigón, pero a la hora de la ejecución de la prueba, y por simplicidad y economía de la misma, estos efectos no se tuvieron en cuenta. Es de resaltar que en la realidad los movimientos higrotérmicos, los dimensionantes, son muy lentos y de mayor magnitud que los debidos a el resto de acciones.

Al ser una estructura de hormigón armado, *se desprecia el aporte de la relajación del acero de armar.*

6.1.1. Tamaño de la probeta de ensayo

El tamaño de la probeta de ensayo está relacionado con la longitud máxima de las barras de armar que es de 12 m. Si se quiere tener una contracción máxima de tablero en eje de estribo de 74 mm y se esperan aperturas de fisura de 1 mm cada 100 mm son 7.400 mm de longitud efectiva de probeta la necesaria.

El dimensionamiento de los elementos, para la simulación de la transferencia de las cargas cíclicas que reproduzcan las acciones equivalente, son las que definen el resto de la probeta: cabezas de anclaje, gatos y puntales horizontales.

El dimensionamiento de estos elementos auxiliares está en el anexo 01 donde se encuentra el proyecto del ensayo.

6.1.2. Espesor de la probeta

El espesor de la probeta de ensayo está relacionado con la economía de la junta y con la constructibilidad y posibilidad de industrialización de la misma.



El rango razonable en que podría plantearse es entre 0,12 m y 0,40 m. Espesores mayores lastrarían la continuidad de la losa acordeón.

Para el ensayo se plantea un espesor de 0,15 m, lo que se considera adecuado para una aplicación real factible y económica para la rehabilitación, que es el objetivo más necesario.

6.1.3. Separación entre planos de fisura

La separación entre planos de fisura es un detalle fundamental a elegir. Si el rango de la junta integral de estribo depende del número de planos de fisuras, la losa acordeón a ejecutar será menor en longitud cuanto menor sea la separación entre planos de fisura.

Son varios los factores que condicionan la separación mínima elegida de 0,10 m entre planos de fisura, los cuales pasan a enumerarse:

- La separación elegida permite recubrimientos adecuados para la durabilidad de la armadura transversal
- La separación permite incluir entre plano y plano de fisura la longitud de anclaje del diámetro elegido para la armadura longitudinal

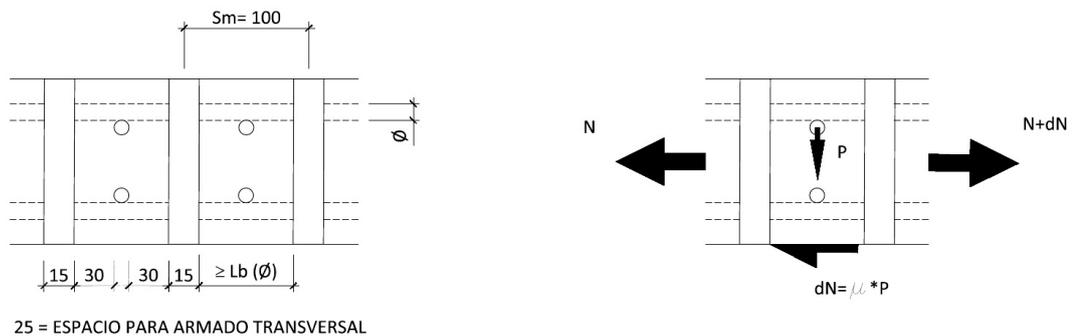


Fig. 6.1.3. 1: Esquema de gráfico para la elección de la separación entre tablas. $dN/N=0,63/180$, despreciable

No obstante, el estudio de la sección en fuerzas permitiría reducir la longitud mínima, dado que, al ser las acciones lentas, sólo es necesario que haya capacidad para el arrastre de la parte proporcional del rozamiento provocado por el peso de losa, que es menor al 1% del axil de transmisión. Ver figura anterior.



6.1.4. El material, la forma y dimensiones de las tablas de separación

Como material para la prueba se elige la *madera* por su fácil suministro. Pero en cuanto a la forma y dimensiones, los criterios de concreción son constructivos. Dicha forma y dichas dimensiones de la pieza del ensayo vienen justificadas por las siguientes razones:

- Cómo se hormigona la pieza: el armado se sustenta en su posición gracias a que las **tablas de generación de planos de fisura se apoyan en el suelo**
- El espesor de las tablas coincide con la separación libre que permite mantener la plastificación del armado longitudinal dentro de unas deformaciones que no alcancen los límites del acero de armar 6,6%
- La altura de la pieza coincidía con aquella que permitía una sección resistente pasante del hormigón tal que generaba un axil de fisuración inferior a la capacidad mecánica del acero longitudinal pasante

Así pues, las tablas se dimensionaron con 0,015 m de ancho. 0,12 m de alto y 1,00 m de largo.

Estas decisiones fueron muy importantes en el devenir del ensayo. Todas ellas se desarrollaron durante el proyecto del primer puente con juntas integrales realizado durante 2013 y comienzos de 2014 por parte del autor.

A continuación se muestran las figuras correspondientes al puente en arco sobre el río Cabra, en la provincia de Córdoba, donde el autor tuvo el encargo para la realización del proyecto modificado del tablero, pero que no se llegó a realizar en lo que a superestructura se refiere, ni tampoco en lo que a la junta correspondía.

El puente en arcos metálicos y tableros de hormigón armado de 52 m de luz era ideal para comprobar el comportamiento del nuevo tipo de junta.

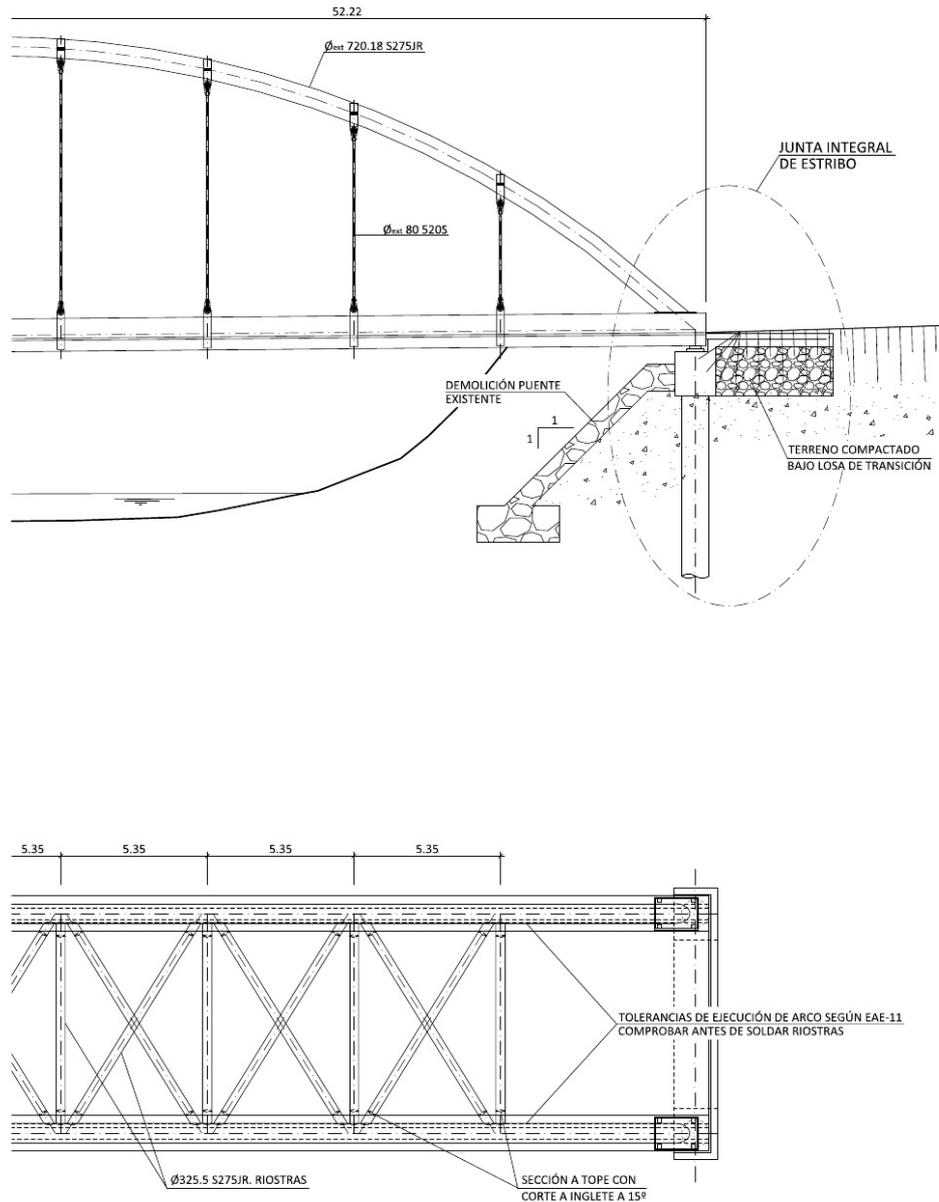
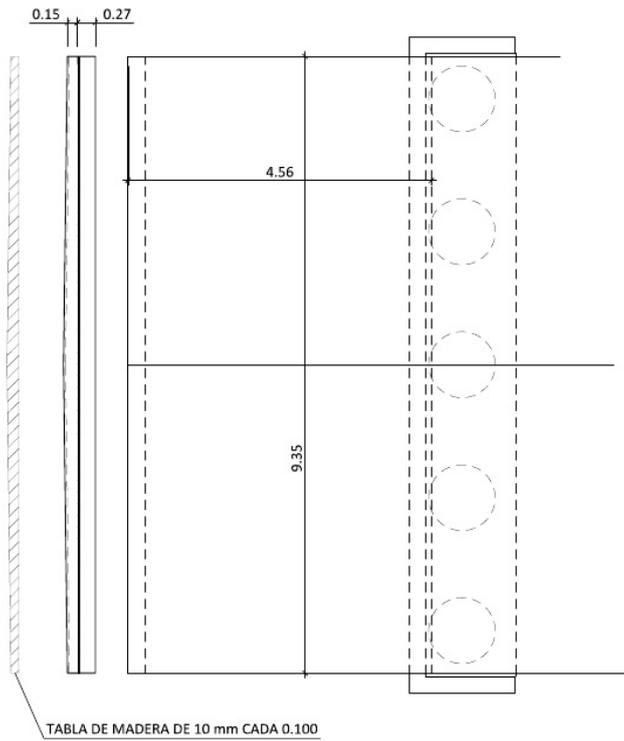


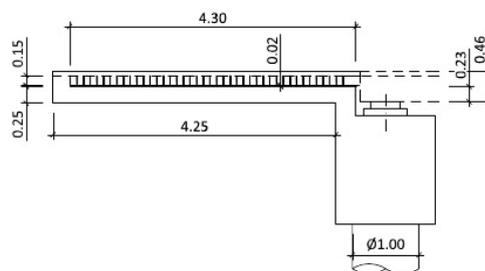
Fig. 6.1.4. 1: Puente de Cabra. Primer proyecto de JIE (1)

La figura anterior recoge semi-planta y semi-alzado del puente en arco en ei que se cimienta sobre cargaderos sobre pilotes. La JIE se ancla al mismo estribo a través de la losa de transición en vuelta.

La losa acordeón se materializa sobre la losa de transición. En el capítulo anterior, en que se ha dimensionado el anclaje, ya se observa cómo el diseño del mismo es incorrecto al poder producirse el levantamiento de la pieza en el e de la misma.



PLANTA DE ESTRIBO PILOTADO CON JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO



SECCIÓN DE JUNTA INTEGRAL DE ESTRIBO

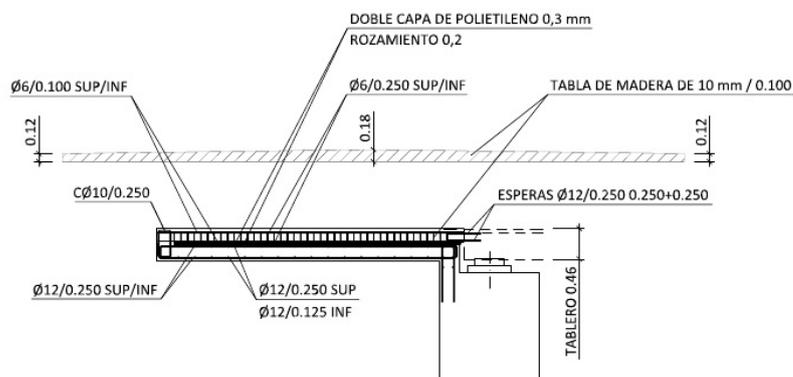


Fig. 6.1.4. 2: Puente de Cabra. Primer proyecto de JIE (2)



6.1.5. Materiales de la losa acordeón

Los materiales elegidos para la probeta fueron los siguientes dentro de la losa acordeón:

MATERIALES EN LA LOSA ACORDEÓN			
REF	TIPO	DESIGNACIÓN	COMENTARIO
1	Hormigón	HA-25/B/20/IIa	El hormigón habitual para estructuras enterradas
2	Acero pasivo	B-500-SD	Acero de armar de alta ductilidad. Diámetro 8 mm
3	Tablas	Madera de pino	Tablas de 15x120x1000

Tabla 65: Materiales en losa acordeón

El **hormigón** se eligió por economía, teniendo en cuenta que se supone que va a ser una estructura enterrada de hormigón en masa cosida por la armadura longitudinal.

El **acero de armar** ha de ser de gran ductilidad y por eso se eligió el más disponible en el mercado, el B500-SD, aunque el B400-SD hubiera sido más apropiado para bajar la fuerza de tiro a ambos lados de la losa acordeón.

El armado con otros tipos de armado diferente al acero puede ser perfectamente factible si se dimensiona correctamente la pieza.

Las tablas de madera de pino fueron las más baratas del mercado. Su rigidez también permitía que no se movieran durante el hormigonado. La elección de este material, no se consideró importante en el proyecto, pero los resultados mostraron su gran importancia.

6.1.6. Materiales del pavimento e impermeabilización

El pavimento se formalizó con los siguientes materiales:

MATERIALES EN PAVIMENTO SOBRE LOSA ACORDEÓN			
REF	TIPO	DESIGNACIÓN	COMENTARIO
1	Asfalto	AC 16 SURF 50/70 (D)	Convencional
2	Impermeabilizante A	BITUPOX	Pintura bicomponente e impermeable a base de epoxi
3	Impermeabilizante B	C60 B3ADH	Emulsión ECR-1 con una dotación de 0.6 kg/m ²

Tabla 66: Materiales en pavimento

El pavimento utilizado ha sido convencional, porque una de las ventajas de la invención es permitir el pavimentado continuo.



Se probaron dos tipos de impermeabilizante. Si la apertura de fisura no supera el milímetro, el impermeabilizante puede preservar la impermeabilización de la superficie de rodadura, lo que redundaría en la durabilidad de la obra.

En el capítulo correspondiente a trabajos futuros, se plantea la posibilidad de ensayar el grado de impermeabilidad el pavimento ante la aparición de la fisura en la base.

La utilización de dos diferentes tipos de impermeabilización iban orientados al ensayo del comportamiento del pavimento tras la fisuración de la base.

Estas ideas fueron planteadas por el Co-Director de Tesis Carlos Alonso.

A continuación se muestra el esbozo del ensayo que se pretendía realizar y que se incorpora en los posibles trabajos futuros a realizar.

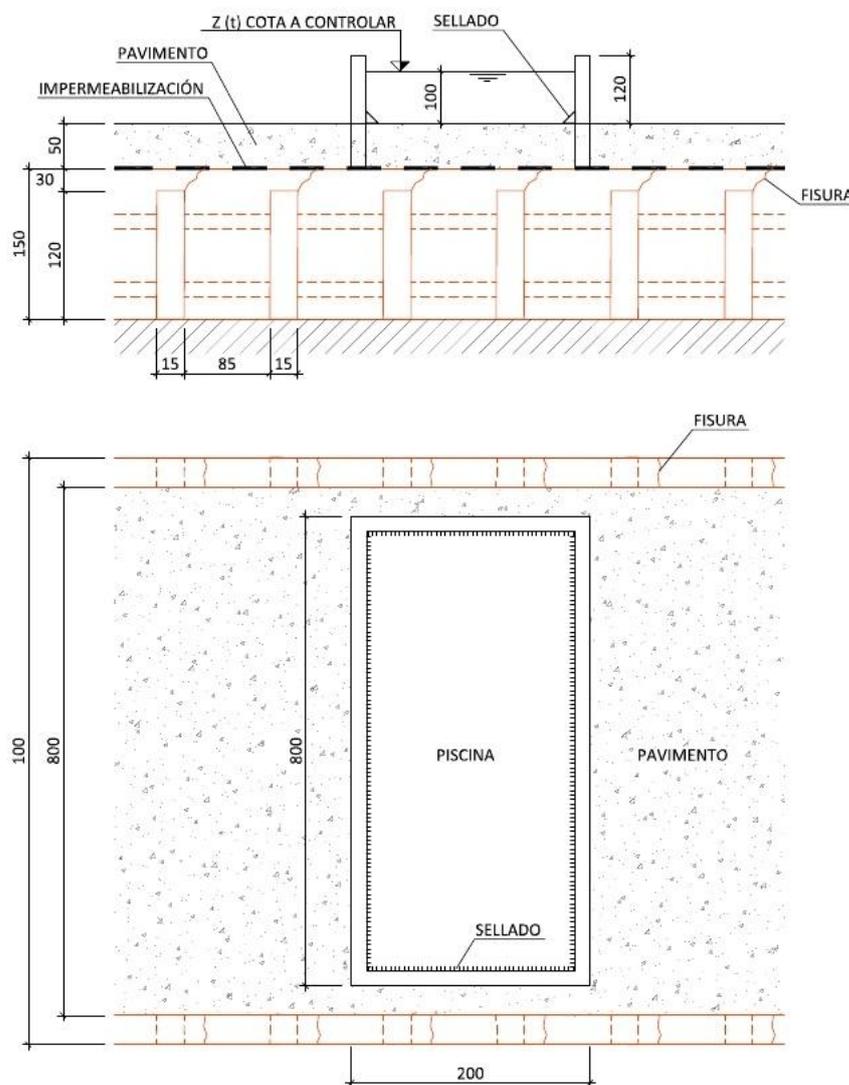


Fig. 6.1.6. 1: Prototipo de ensayo para la comprobación de la capacidad del impermeabilizante ante el sustrato de losa acordeón fisurado.



Al final la probeta se fue a vertedero sin que fuera posible la realización del ensayo pertinente.

El impermeabilizante utilizado entre capa de rodadura y losa acordeón se materializó utilizando dos soluciones diferentes:

- Emulsión prevista: ECR-1 con una dotación de 0.6 kg/m² (nueva denominación C60 B3ADH)
- La anterior emulsión más el producto BITUPOX: Pintura bicomponente e impermeable a base de epoxi.

El procedimiento usado para la colocación de la emulsión o la impermeabilización en cada mitad de probeta es el siguiente:

- *Lavado de la losa con un equipo de presión de agua (Karcher o similar).*
- *Dejar secar y previamente a la colocación aplicar un chorro de aire en toda la superficie*
- *Aplicación de una capa de imprimación bitumen-epoxi FLEXIBLE BITUPOX como imprimación con una dotación de 1.50 kg/m². a rodillo*
- *Riego de áridos silíceos descontaminados de granulometría 0,8/2 mm sobre el BITUPOX fresco.*
- *Colocación del aglomerado*

6.1.7. Materiales del apoyo de losa acordeón

Los materiales que se dispusieron bajo la losa de hormigón que se ejecutó fueron:

MATERIALES EN APOYO DE LOSA ACORDEÓN			
REF	TIPO	DESIGNACIÓN	COMENTARIO
1	Plástico	Poliuretano	Convencional de 2 mm
2	Arena	Machaqueo	$\phi=45^\circ$, C=0, T _{max} =2mm. Arena sin humedad aparente.
3	Plástico	Poliuretano	Convencional de 2 mm

Tabla 67: Materiales en apoyo de losa acordeón

El plástico inferior debe permitir que, de infiltrarse el agua bajo la losa, este agua sea evacuada a través de la capa de arena y el aduado peraltado de la calzada.

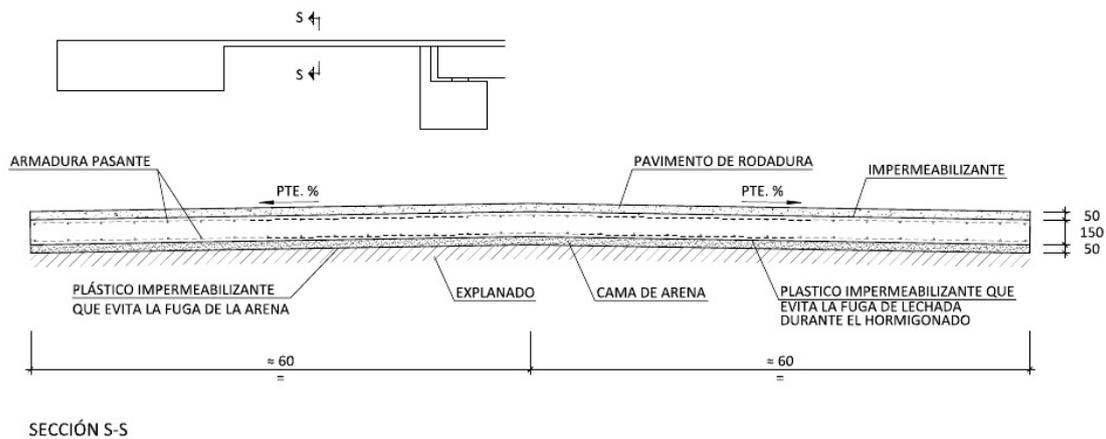


Fig. 6.1.7. 1: El peralte de ejecución de losa acordeón más la disposición de sendos plásticos y el impermeabilizante, mejora el drenaje superficial

La arena se demostró una parte importante de la invención, ya que es el rozamiento de la misma la clave en la definición del plano débil de deslizamiento entre la losa de hormigón y el terreno. Sus características se demostrarán por tanto necesarias para cuantificar y prever el comportamiento del útil.

En su espesor es donde se moviliza el desplazamiento relativo horizontal entre sustrato de apoyo de explanada, en zona de relleno de trasdós y la alfombra que conforma la losa acordeón.

6.1.8. Otros materiales auxiliares

Otros materiales necesarios para la ejecución del ensayo fueron:

OTROS MATERIALES AUXILIARES			
REF	TIPO	DESIGNACIÓN	COMENTARIO
1	Acero estructural	S-275-JR	Para los puntales
2	Acero activo A	Y-1860-S7	Acero de postesar, torones de 0,6"
3	Acero activo B	Y-1050-VSL	Barras de d20
4	Encofrado	Madera de pino	Tablas de 15x150

Tabla 68: Otros materiales definidos en el proyecto necesarios para el ensayo.

El acero estructural se utilizó en los puntales horizontales. El acero activo se consideraba en el proyecto inicial, pero pudo sustituirse por acero pasivo según diseño del grupo de GiaDe.

Se aprovechó la madera de las tablas de separación para hacer el encofrado exterior.



6.1.9. Elección del número de ciclos

En principio, se propuso una serie de ciclos a ensayar: 25 mínimo. La hipótesis asumida corresponde a suponer que cada ciclo del ensayo simula una carrera máxima térmica anual equivalente.

Esta carrera térmica se correspondería con la máxima carrera adscrita al periodo de retorno de 50 años.

Este es una de las principales incógnitas que han de estudiarse en profundidad porque afectan a la invención. En un principio, se plantea sólo el ensayo de un ciclo higrotérmico de dos etapas, una de contracción y otra de dilatación al año, pero de valor correspondiente a la carrera máxima.

Esto puede ser válido para los puentes de hormigón, con gran inercia térmica, tal que las variaciones térmicas uniformes diarias no superan los 6-7 grados (Mirambell, Criterios de diseño en puentes de hormigón frente a la acción térmica, 1987).

En los puentes metálicos o mixtos, esto no es cierto, porque las variaciones térmicas diarias se ven reflejadas prácticamente en tiempo real con un desfase de unas tres horas. (Millanes Mato, Bordó Bujalance, Martín Suárez, & Mansilla Domínguez, 2013)

6.1.10. Casuística del fallo a priori del ensayo

Antes de la ejecución del ensayo se realizó una prognosis de la posible casuística del fallo cuyos cuatro puntos se extractan del anexo 01:

- En caso de que varias fisuras de la losa se manifiesten en una sola fisura del pavimento, da constancia de posibles ***fallos en la adherencia entre pavimento y losa***, y se constataría la falta de fiabilidad del diseño, aunque esto podría ser subsanable.
- En caso de que ***no se produzca el mapeo de fisuras estimado***, se constataría la falta de viabilidad de la solución.
- En caso de que una de las fisuras alcance dimensiones muy por encima de las esperadas, se constataría un problema cuya causa debería conocerse.
- En caso de que no se alcance el número de ciclos previsto, se constataría la falta de fiabilidad del diseño.



De los cuatro puntos anteriores, y debido a errores en el diseño inicial tal y como se demostrará, se produjeron incidentes en todos menos el primero de la casuística de fallo a priori.

6.1.11. Ejecución e instrumentación de la probeta

A continuación, se representa gráficamente el procedimiento constructivo de la probeta cortesía del grupo de GiaDe:



Fig. 6.1.11. 1: Extendido de arena



Fig. 6.1.11. 3: Capas de plástico sobre cama de arena



Fig. 6.1.11. 2: Cama de arena



Fig. 6.1.11. 4: Extensómetro unidireccional en acero pasivo



Fig. 6.1.11. 5: Cabeza deslizante



Fig. 6.1.11. 8: Extensómetro uniaxial en paño colaborante+junta



Fig. 6.1.11. 6: Cabeza fija



Fig. 6.1.11. 9: Cabeza fija



Fig. 6.1.11. 7: Probeta de ensayo a falta de armadura superior



Fig. 6.1.11. 10: Probeta de ensayo

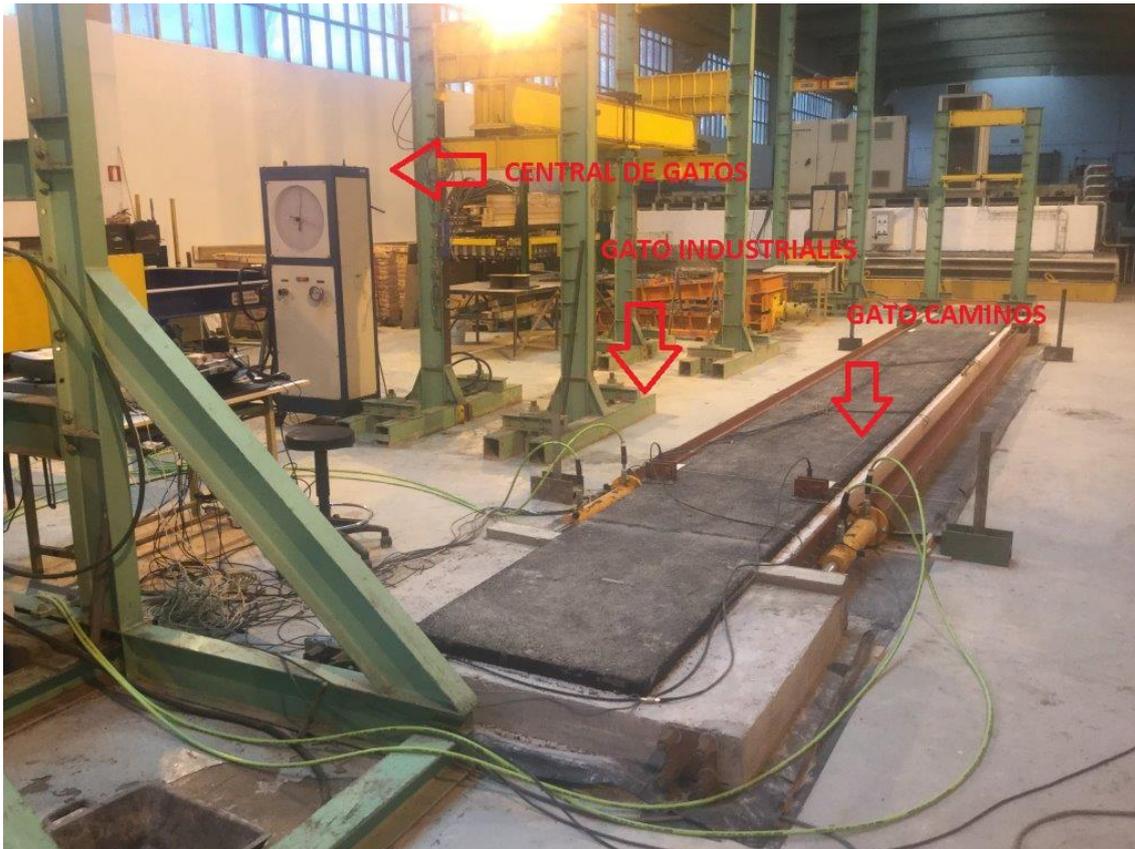


Fig. 6.1.11. 11: Probeta de ensayo final ejecutada

Con el objeto de caracterizar el comportamiento estructural del prototipo se ha dispuesto la **siguiente instrumentación**:

Control de carga:

- *Célula de presión: la carga transmitida sobre el prototipo estructural se controla mediante la disposición de una célula de presión a la salida de la centralita hidráulica.*

Control de alargamientos:

- *Transductores de desplazamiento potenciométricos: mediante estos dispositivos se controla la deformación total a la que se ve sometido el prototipo durante la ejecución del ensayo.*
- *Bases de medida potenciométricas: Estos dispositivos serán los encargados de determinar la abertura de fisura media durante la ejecución del ensayo.*

Control de deformaciones en el acero pasivo:

- *Extensómetros uniaxiales: la deformación experimentada por la armadura longitudinal de la losa se controlará mediante la disposición de estos dispositivos.*



Fig. 6.1.11. 12: Instrumentación inicial en probeta

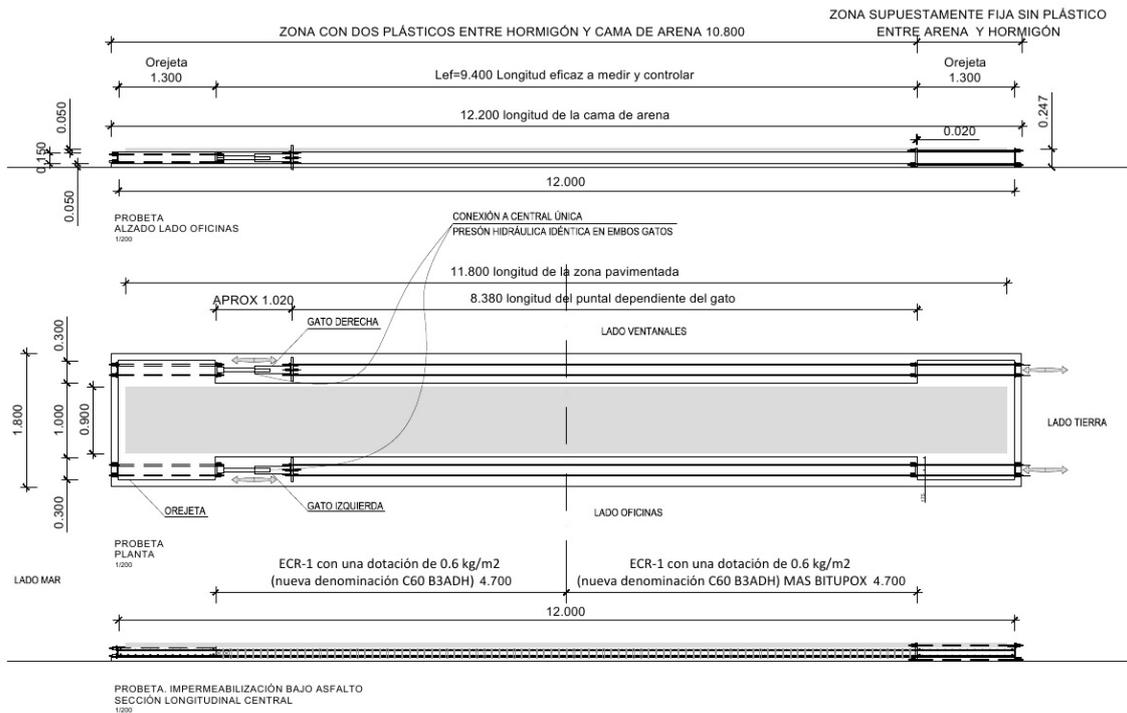


Fig. 6.1.11. 13: Plano constructivo de probeta. Ver anexo 04: planos as buildt

6.2. Ensayo cíclico e mezcla bituminosa

Previamente al ensayo de la probeta de hormigón con el pavimento puesto, desde el grupo de trabajo de GiaDe, se propone el ensayo del comportamiento del pavimento ante cargas cíclicas en deformaciones de un milímetro bajo un sustrato roto con apertura entre 0 y 1 mm.



La realización de este ensayo se recoge en el anexo 07 donde se recoge el trabajo realizado por el equipo de GiaDe.

Con el fin de caracterizar el comportamiento de la mezcla bituminosa durante el ensayo se decide plantear una campaña de ensayos cíclicos sobre una serie de probetas de la misma.

La idea inicial consiste en fabricar una probeta de mezcla bituminosa de 20x40 cm² en planta y 5 cm de canto, esta probeta se fabrica sobre dos planchas de acero laminar separadas 15 mm y previamente tratadas con el fin de garantizar la adherencia de la mezcla.

El tratamiento de la superficie de las chapas de acero laminar soporte de la probeta de ensayo se realizó en dos fases:

- *Preparación de la superficie con una radial para aumentar la rugosidad.*
- *Aplicación de emulsión bituminosa de adherencia.*

Una vez preparada la superficie de contacto del material soporte con la mezcla bituminosa se fabricó la mezcla bituminosa y se procedió a su compactación sobre las planchas de acero laminado.

El ensayo de la mezcla bituminosa ha consistido en someter a la misma a un total de 80 ciclos de alargamiento acortamiento con control de desplazamiento.

El semiciclo de alargamiento consistía en aplicar un alargamiento de 1,0 mm en la superficie de contacto entre la mezcla bituminosa y el material soporte, cada semiciclo se realizó a una velocidad constante de 1 mm/min.

Mediante el semiciclo de acortamiento se dejaba la superficie de contacto entre material soporte y la mezcla bituminosa en su posición inicial con un alargamiento a origen nulo, la velocidad del semiciclo de acortamiento fue la misma que en el de alargamiento 1 mm/min.

Durante el ensayo se controlaron las siguientes magnitudes físicas:

- *Incremento de longitud de la mezcla bituminosa en la superficie de contacto con el material soporte.*
- *Incremento de longitud de la mezcla bituminosa en la superficie de rodadura.*
- *Fuerza aplicada sobre los útiles de tiro adheridos a las chapas de acero de soporte.*
- *Duración del ensayo.*

A continuación se presenta gráficamente el proceso seguido para la conformación de la probeta.



Fig. 6.2. 1: Aplicación del ligante

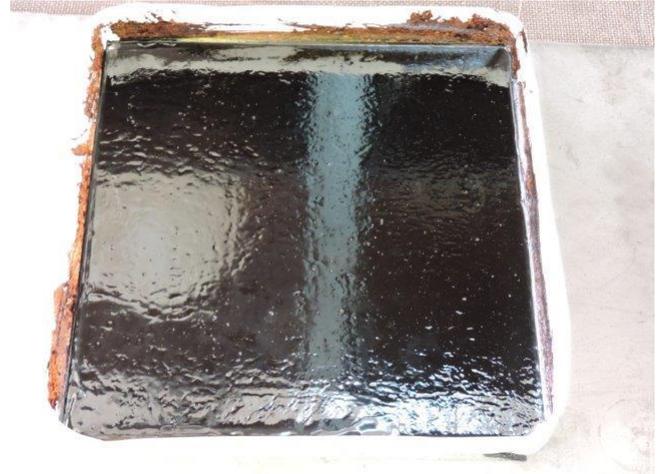


Fig. 6.2. 4: Emulsión ligante rota



Fig. 6.2. 2: Ligante extendido en chapa de probeta de ensayo

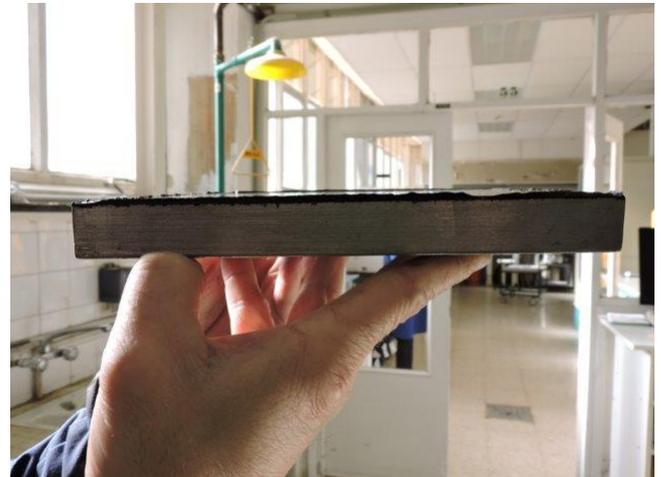


Fig. 6.2. 5: Espesor de ligante



Fig. 6.2. 3: Proceso de rotura de la emulsión



Fig. 6.2. 6: Chapas de soporte con la emulsión bituminosa de adherencia



Fig. 6.2. 7: Chapas+ligante en molde de compactación



Fig. 6.2. 10: Compactación de la mezcla en la probeta de ensayo



Fig. 6.2. 8: Mezcla bituminosa



Fig. 6.2. 11: Compactación de la mezcla en la probeta de ensayo1



Fig. 6.2. 9: Vertido de la mezcla bituminosa en el molde de compactación



Fig. 6.2. 12: Mezcla bituminosa compactada



Fig. 6.2. 13: Mezcla bituminosa compactada1



Fig. 6.2. 16: Probeta en máquina de ensayo cíclico



Fig. 6.2. 14: Desencofrado probeta mezcla bituminosa



Fig. 6.2. 17: Sensor óptico de posicionamiento en superficie de rodadura



Fig. 6.2. 15: Probeta con útiles de tiro





Fig. 6.2. 18: Base de medida en superficie de rodadura

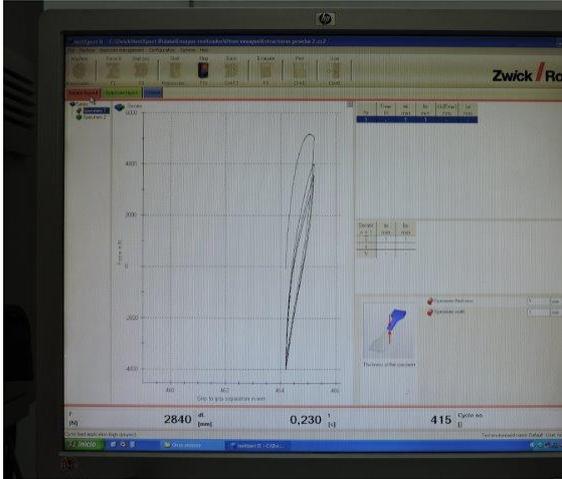


Fig. 6.2. 19: Visualización RT durante el ensayo

El ensayo fue satisfactorio en el sentido de que movimientos de 1 mm en abertura de 10 mm no transmitía la fisura al pavimento, lo que más tarde se demostró durante el ensayo de la probeta principal en que fueron aberturas de sustrato mayores de 3 mm las que produjeron la rotura del pavimento.

A continuación se recogen los ciclos de histéresis de la probeta asfáltica y un orden de magnitud de la deformación en capa de rodadura sobre una base de medida de 3 mm.

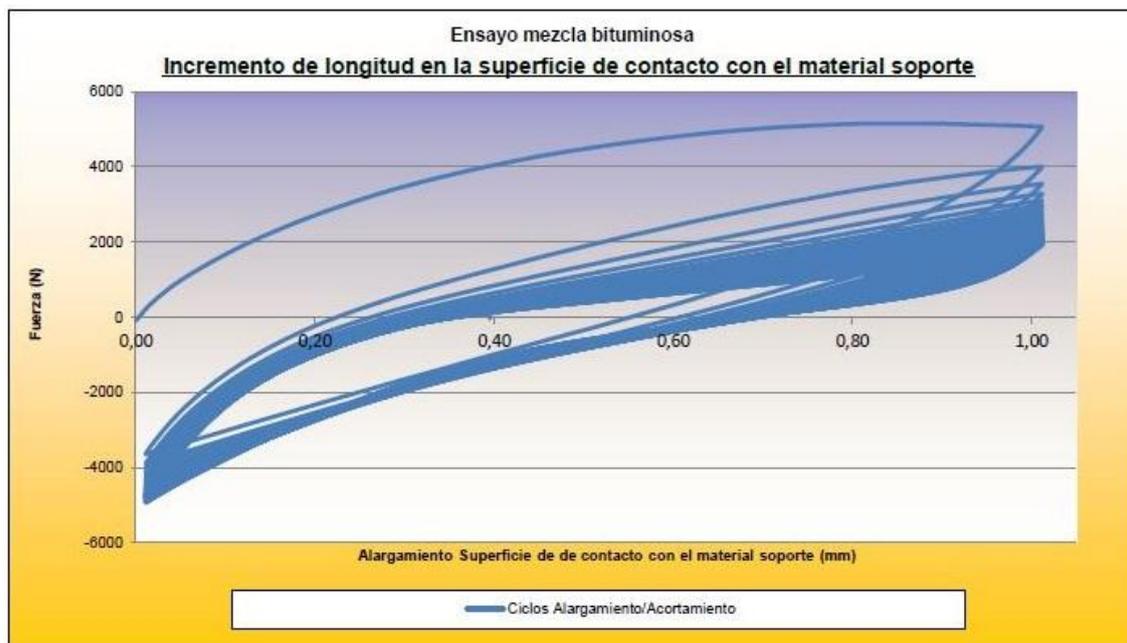


Fig. 6.2. 20: Incremento de longitud en la superficie de contacto con el material soporte

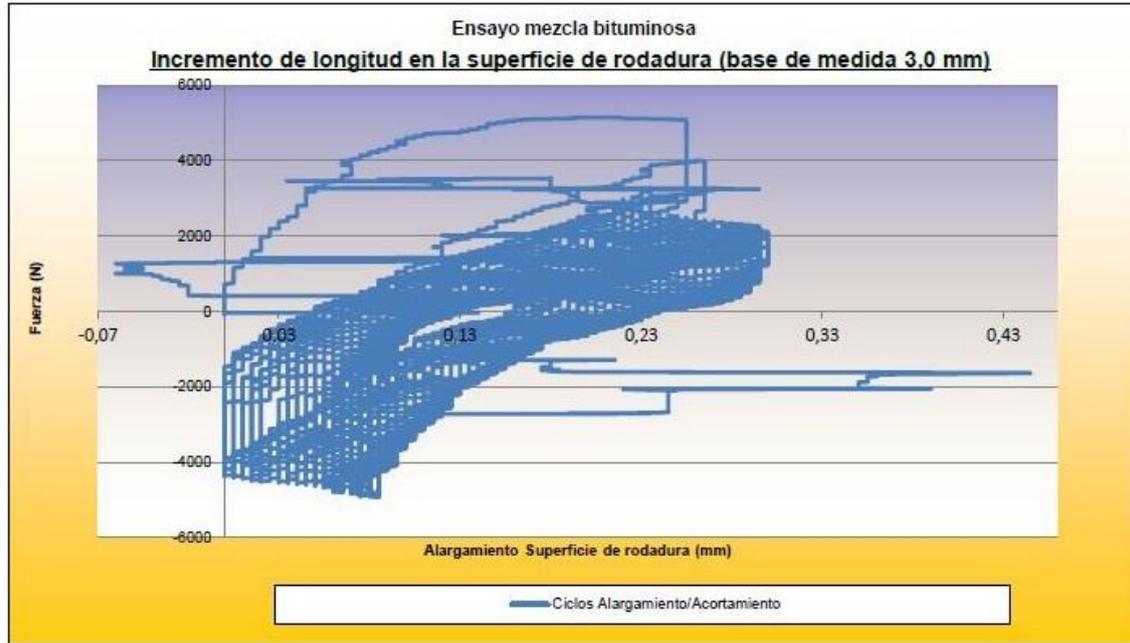


Fig. 6.2. 21: Incremento de longitud en la superficie de rodadura (base de medida 3,0 mm)

6.3. Ensayo el 19 de diciembre de 2014

En el anexo 03 a este documento se presenta la memoria, redactada por el autor, del ensayo realizado por el grupo de trabajo de GiaDe de la UC y dirigido por el también director de esta Tesis, Carlos Alonso Cobo, durante el día 19 de diciembre de 2014. A este documento se remite en este punto del capítulo, pero se resume lo más importante.

También el anexo 07 recoge el documento realizado por GiaDe donde se engloba toda la explotación de datos y resultados llevados a cabo durante dicho ensayo.

El ensayo constaba de veinticinco ciclos. Cada ciclo simulaba un año de deformaciones impuestas por acciones reológicas o térmicas máximas anuales para un periodo de retorno de 50 años.

En este día sólo se ensayaron 4 ciclos que se resumen a continuación:

El primer ciclo se realizó, a propuesta de CAC y por acuerdo unánime, en dos etapas, una de elongación de la pieza y otra de contracción de la misma, la primera de las cuales se llevó a cabo en tres escalones (A,B y C) en total cuyas características fundamentales se esbozan a continuación:

- *Escalón A de etapa de alargamiento hasta los 12 mm*
 - *Una fisura cada 500 mm*

- Fisuración simétrica a un lado y a otro
- Fisura máxima inferior a 0,1 mm
- Escalón B de etapa de alargamiento hasta 20 mm
 - Una fisura cada 400 mm
 - Fisuración asimétrica a un lado y a otro, mayor en lado derecho
 - Fisura máxima inferior a 0,3 mm
- Escalón C de etapa de alargamiento hasta los 27 mm
 - Una fisura cada 300 mm
 - Fisuración asimétrica a un lado y a otro, mayor en lado derecho
 - Fisura máxima inferior a 0,3 mm
- Etapa de acortamiento de -24 mm correspondiente al primer ciclo; 3 mm remanentes
 - Ninguna de las fisuras se cerró por completo, dado que seguían visibles



Fig. 6.3. 1: Mapeo de fisuras tras el primer escalón de la primera etapa del primer ciclo

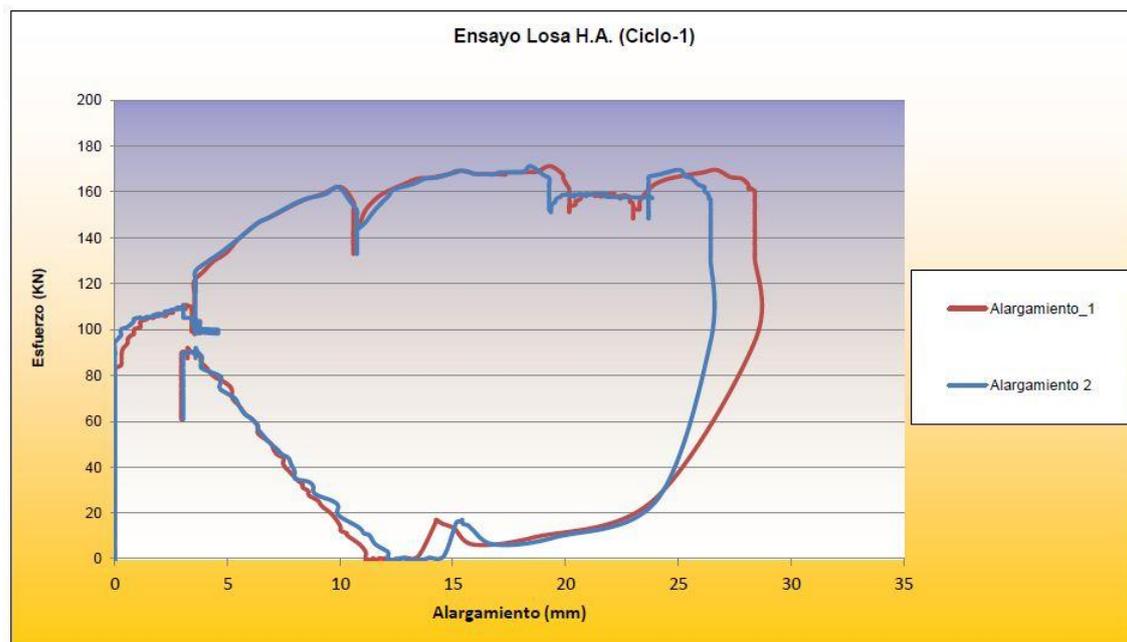




Fig. 6.3. 2: Registro carga alargamiento del primer ciclo

El **segundo ciclo**. Se realizó en dos etapas:

- Etapa de alargamiento hasta los 37 mm; es importante constatar que se dio una deformación media, ya que en un momento dado, el alargamiento del lado derecho pasó a ser mayor que el del lado izquierdo, por lo que, además de la tracción, a la pieza se la sometió a un flector no previsto. La diferencia entre un gato y otro fue de 15 mm.
 - Una fisura cada 200 mm
 - Fisuración asimétrica a un lado y a otro, mayor en lado derecho
 - Fisura máxima inferior a 0,5 mm
- Etapa de acortamiento de -27 mm, quedando 10 mm remanentes
 - Ninguna de las fisuras se cerró por completo, dado que seguían visibles

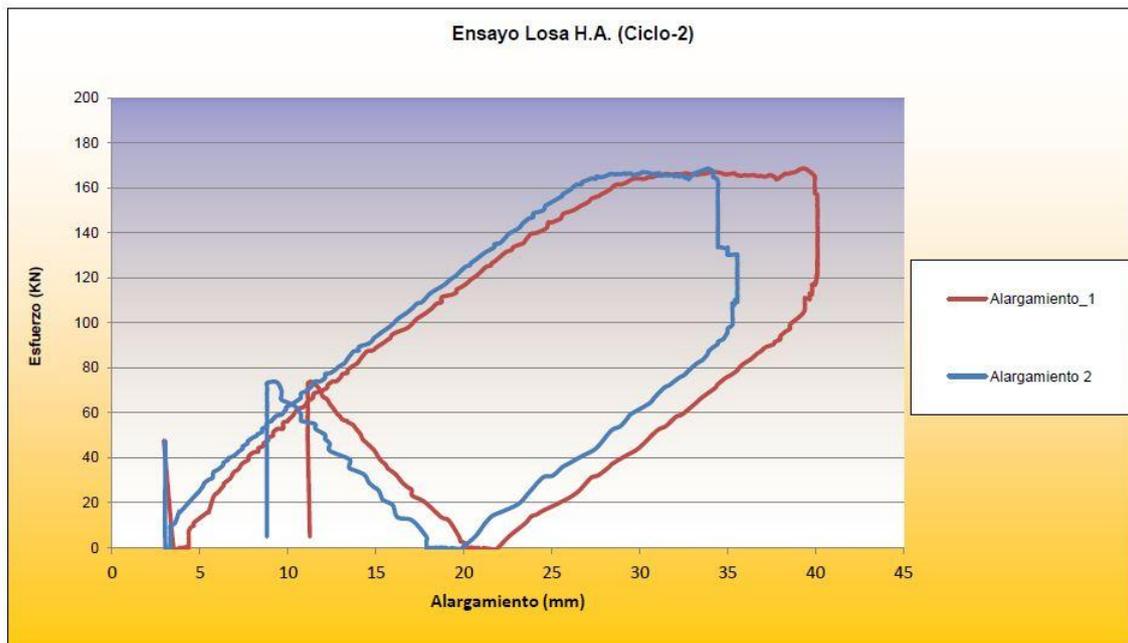


Fig. 6.3. 3: Registro carga alargamiento del segundo ciclo

El **tercer ciclo**. Se realizó en dos etapas:

- Etapa de alargamiento hasta los 50 mm; es importante constatar que se dio una deformación media, ya que en un momento dado, el alargamiento del lado derecho pasó a ser mayor que el del lado izquierdo, por lo que, además de la tracción, a la pieza se la sometió a un flector no previsto. La diferencia entre un gato y otro fue de 8 mm.
 - Una fisura cada 150 mm (dos de cada tres posibles) 70/94
 - Fisuración asimétrica a un lado y a otro, mayor en lado derecho



- Fisura máxima de 1,0 mm
- Etapa de acortamiento de -39 mm , quedando 11 mm remanentes

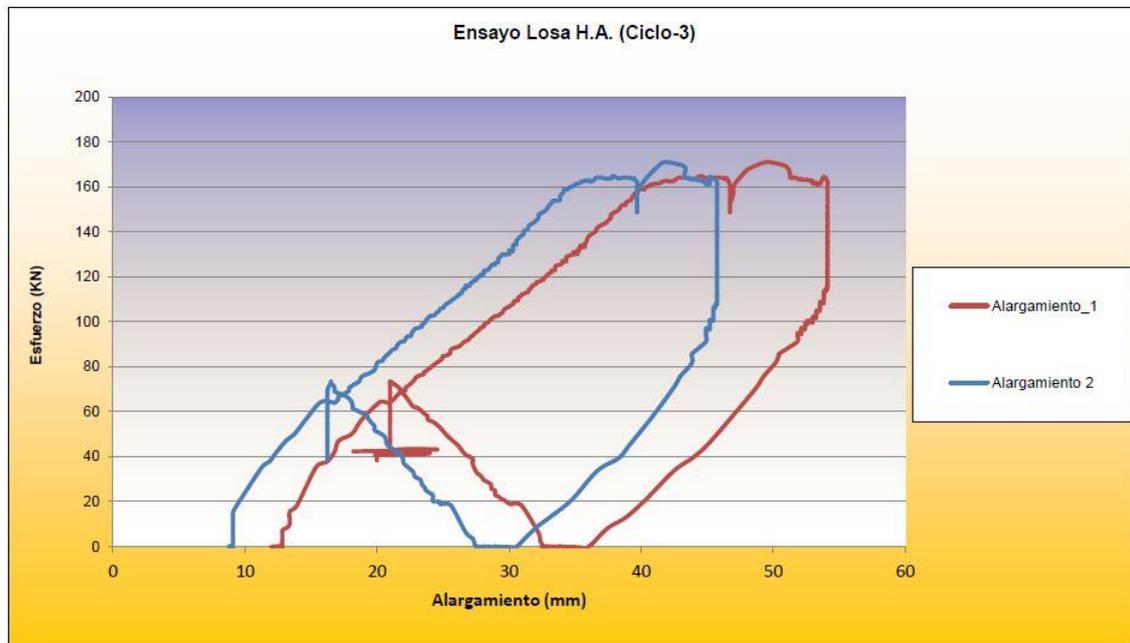


Fig. 6.3. 4: Registro carga alargamiento del tercer ciclo

El **cuarto ciclo**. Se realizó en dos etapas:

- Etapa de alargamiento hasta los 56 mm; es importante constatar que se dio una deformación media, ya que en un momento dado, el alargamiento del lado derecho pasó a ser mayor que el del lado izquierdo, por lo que, además de la tracción, a la pieza se la sometió a un flector no previsto. La diferencia entre un gato y otro fue de 14 mm.
 - Una fisura cada 150 mm (dos de cada tres posibles) 70/94
 - Fisuración asimétrica a un lado y a otro, mayor en lado derecho
 - Fisura máxima de 5,0 mm
 - Rotura de firme
- Etapa de acortamiento de -36 mm, quedando 20 mm remanentes

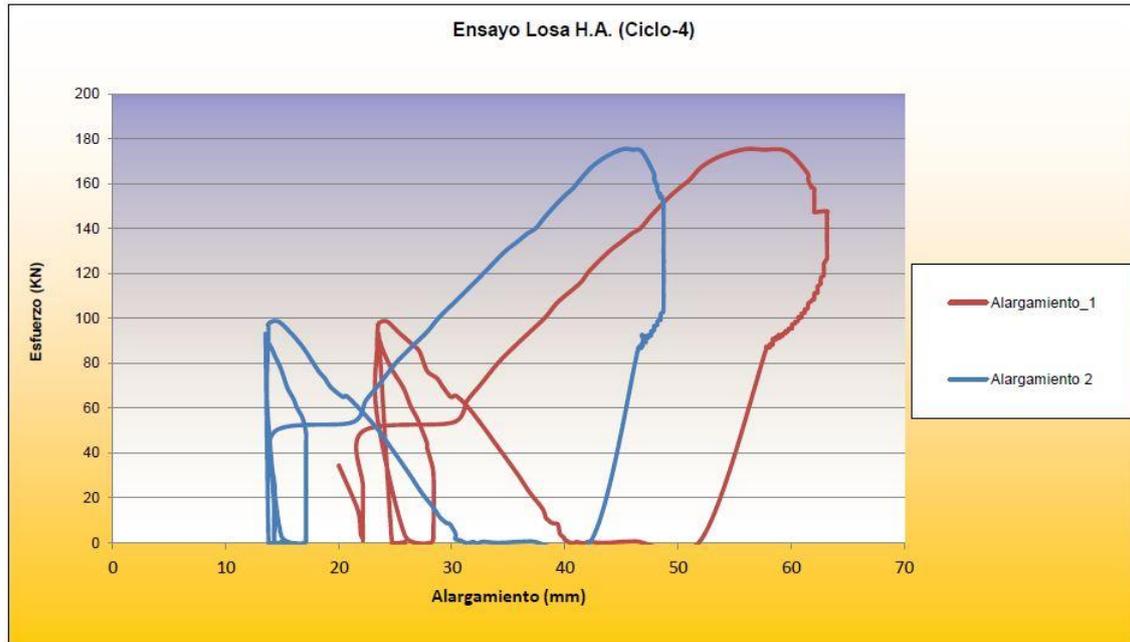


Fig. 6.3. 5: Registro carga alargamiento del cuarto ciclo

Estos datos se corroboran con los resultados del ensayo recogidos en el anexo 07 y que se extractan a continuación:

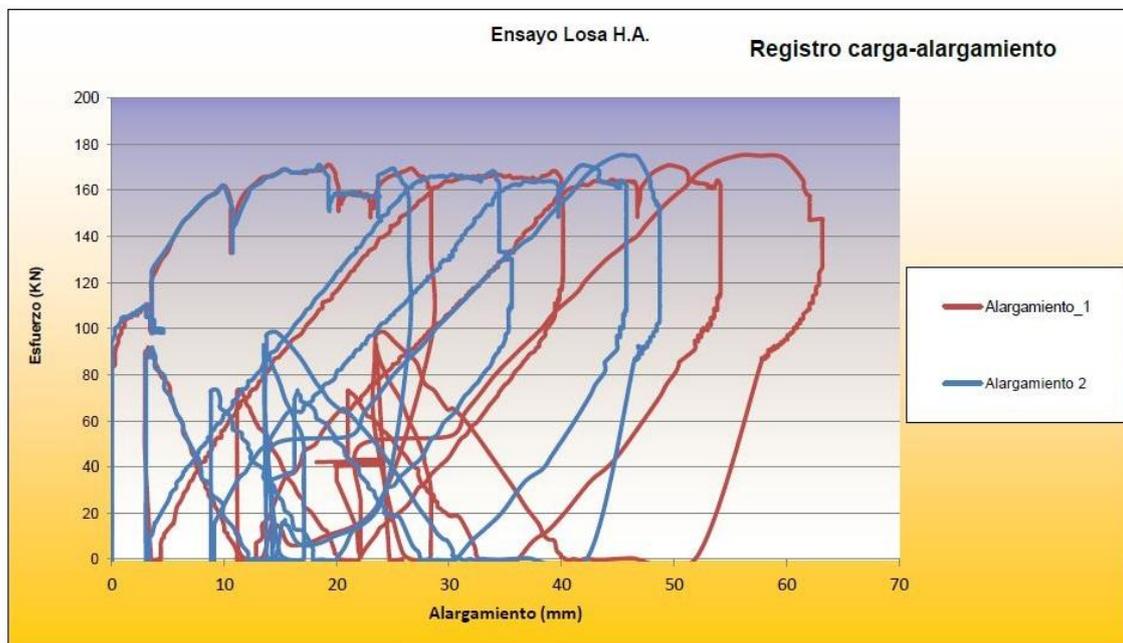


Fig. 6.3. 6: Registro de carga alargamiento de ambos lados

	Primer ciclo	Segundo ciclo	Tercer ciclo	Cuarto ciclo
Fuerza (KN)	158,3	142,8	157,0	175,1
Alargamiento 1 (mm)	28,4	40,1	54,1	63,2
Alargamiento 2 (mm)	26,4	34,5	45,8	48,7
Alargamiento medio (mm)	27,4	37,3	50,0	56,0

Fig. 6.3. 7: Tabla resumen del ensayo del día 19 de diciembre de 2014



Además de las curvas alargamiento-carga, también se obtuvo la siguiente información de los extensómetros uniaxiales:

	Primer ciclo	Segundo ciclo	Tercer ciclo	Cuarto ciclo
Fuerza (KN)	158,3	142,8	157,0	175,1
Deformación fisura	2.432,0	4.280,7	9.132,1	10.843,7
Deformación hormigón	2.402,6	2.399,5	2.718,7	2.767,2

Fig. 6.3. 8: Tabla resumen de microdeformaciones del acero en zona de hormigón o en zona de tabla

De la tabla anterior se infieren deformaciones de hasta el 10,8% en zona entre tabla y del 2,7% en zona de hormigón.

Durante la realización del ensayo se observaron incrementos tensionales locales no tenidos en cuenta en el armado de la pieza, que provocaron su rotura del aglomerado al cuarto ciclo.

Por ello se suspendió el ensayo, se repensó el refuerzo que pudiera permitir el aprovechamiento de la probeta en una segunda fase.

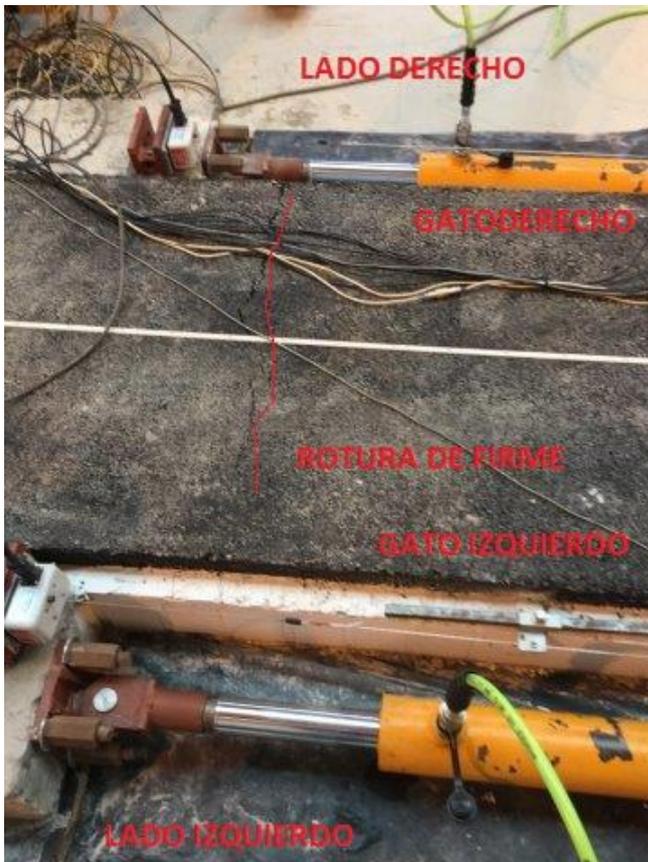


Fig. 6.3. 9: Rotura de la pieza en la zona de introducción de cargas



6.4. Ensayos de trazabilidad del acero y del hormigón

Se realizó un ensayo de tensión deformación del acero suministrado. El anexo 03 al presente documento lo recoge, y el anexo 07 del documento emitido por el grupo de gíaDe, también; del mismo se extractan las siguientes figuras:



Fig. 6.4. 1: Ensayo tensión deformación acero pasivo probeta 1

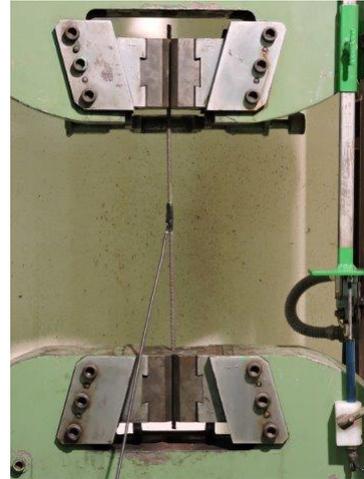


Fig. 6.4. 3: Ensayo tensión deformación acero pasivo probeta 2



Fig. 6.4. 2: Ensayo tensión deformación acero pasivo rotura probeta 1



Fig. 6.4. 4: Ensayo tensión deformación acero pasivo rotura probeta 2

Con el objeto de caracterizar el comportamiento estructural del acero pasivo a utilizar en el armado del prototipo estructural a ensayar, se realiza una campaña de ensayos de tensión/deformación.



La campaña de ensayos consiste en la realización de **2 ensayos en elementos barra de 6,0 mm de diámetro**, siendo este diámetro el que se ha empleado en el armado longitudinal de la losa:

- **Probeta 1:** elemento barra de 500 mm de longitud y sección completa.

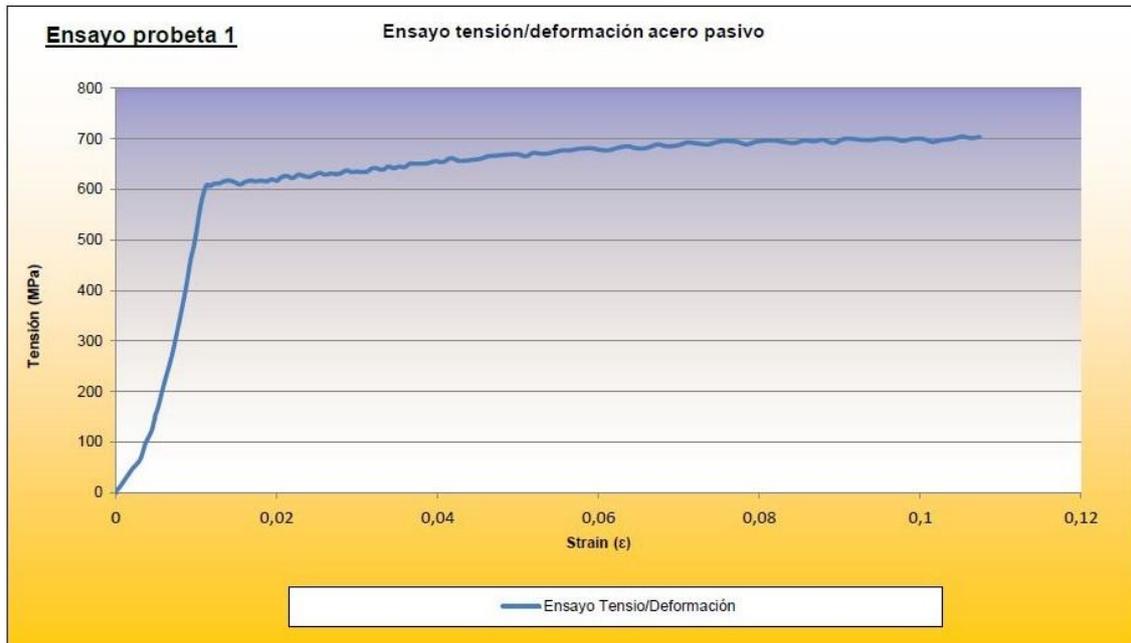


Fig. 6.4. 5: Ensayo tensión deformación acero pasivo rotura probeta 1

- **Probeta 2:** elemento barra de 500 mm de longitud y sección central reducida debido a la preparación de superficie para el pegado del extensómetro unidireccional.



Fig. 6.4. 6: Ensayo tensión deformación acero pasivo rotura probeta 2

En el primer ensayo (probeta1) el control de deformaciones se ha llevado a cabo mediante la colocación de un transductor de desplazamiento potenciométrico, la deformación del elemento barra durante el ensayo se ha obtenido dividiendo el alargamiento obtenido entre la base de medida de referencia (distancia entre mordazas=443 mm). El anclaje entre mordazas y barra corrugada no fue perfecto detectándose deslizamiento entre ambos elementos, este hecho hace que el valor de deformación en rotura no se pueda tomar como referencia.

Durante el segundo ensayo (probeta2) el control de deformaciones durante el ensayo se llevó a cabo mediante la disposición de un extensómetro unidireccional en el elemento barra, tal y como se ha indicado anteriormente este hecho hizo que la sección de la barra coincidente con el extensómetro viera reducida su sección transversal.

COMPROBACION ACERO				
REF	TEÓRICO	REAL	UNIDADES	COMENTARIO
ϕ	6	6	mm	Diámetro del redondo
A_s	0,283	0,283	cm ²	Área del redondo
f_y	50,0	53,5	KN/cm ²	Límite elástico del acero
f_s	57,5	63,0	KN/cm ²	Caga unitaria de rotura
f_s/f_y	1,15	1,18		Relación rotura/elástico
N_{yk}	14,1	15,1	KN	Axil de fluencia
N_{ult}	16,3	17,8	KN	Axil de rotura
$\epsilon_{u,5}$	16	11		Deformación en rotura
N_{ϕ}	8	8	nº	Numero de redondos en el ensayo
N_{s_flu}	113	121	KN	Axil de fluencia de la propeta
N_{s_max}	130	143	KN	Axil de rotura de la propeta

Tabla 69: Características mecánicas reales del acero utilizado



Del hormigón suministrado para la ejecución de la probeta se sacaron tres probetas para la caracterización del hormigón. Se realizaron pues un ensayo de tracción indirecta sobre una de las probetas del hormigón. También se llevó a cabo una campaña de dos ensayos de resistencia característica a compresión del hormigón con los siguientes resultados:

- Ensayo de tracción indirecta de la probeta de hormigón 1: $f_{ct}=1,60$ MPa, ensayado a los 44 días
- Ensayo de resistencia a compresión de la probeta de hormigón 2: $f_c=34,58$ MPa, ensayado a los 49 días
- Ensayo de resistencia a compresión de la probeta de hormigón 3: $f_c=35,63$ MPa, ensayado a los 49 días

Con base en los resultados de los ensayos, se concluye que es un hormigón HA-25 el dispuesto con las siguientes características mecánicas:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL HORMIGÓN DE LA LOSA DE ENSAYO SEGÚN LA EHE					
f_{ck}	25,0	25,0	MPa	Dato a comprobado por la trazabilidad del suministrador	Resistencia característica del hormigón a compresión a 28 días
f_{cm}	33,0	33,0	MPa	$f_{cm}=f_{ck}+8$	Resistencia media del hormigón a compresión a 28 días
$f_{ct,m}$	2,6	2,6	MPa	$f_{ct,m}=0,58*f_{ck}^{(1/2)}$ si $f_{ck}>50$ Mpa $f_{ct,k}=0,30*f_{ck}^{(2/3)}$ si no	Resistencia media del hormigón a tracción a 28 días
$f_{ct,k}$	1,8	1,8	MPa	$f_{ct,k}=0,7*f_{ct,m}$	Resistencia característica del hormigón a tracción a 28 días
h	250	250	mm		Dimensión del elemento
$f_{ct,m,fl}$	3,5	3,5	MPa	$f_{ct,m,fl}=\max[(1,6-h/1000)*f_{ct,m};f_{ct,m}]$	Resistencia característica a flexo-tracción del hormigón a 28 días
α_a	1,0	1,0		Art 39.6	Coefficiente dependiente del tipo de árido
E_{cm}	27264	27264	MPa	$E_{cm}=\alpha_a*8500*f_{cm}^{(1/3)}$	Modulo de deformación tangente del hormigón a 28 días
β_E	1,175	1,175	-	$\beta_E=1,30-f_{ck}/400<1,175$	Coefficiente conversor de módulo secante a instantáneo
E_{c28}	32035	32035	MPa	$E_{cm}=\beta_E.E_{c28}$	Modulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón a 28 días
t	44	49	días	hormigonado el día 4/12/2014 ensayado 15/01/2015 y 22/01/2015	Tiempo en que se quiere conocer las características del hormigón
s	0,25	0,25	-	0,2 si alta resistencia y endurecimiento rápido; 0,25 normales ;0,38 resto	Coefficiente dependiendo del tipo de cemento
β_{cc}	1,052	1,063	-	$\beta_{cc}=\exp(s*(1-(28/t)^{0,5}))$	Coefficiente dependiendo de la edad del hormigón
$f_{cm}(t)$	34,7	35,1	MPa	$f_{cm}(t)=\beta_{cc}*f_{cm}$	Resistencia media del hormigón a compresión a t días
α	0,667	0,667		1 si $t<28$ si no, 0,5 si $f_{ck}>50$ o $2/3$ si $f_{ck}<50$	Coefficiente para obtener resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,m}(t)$	2,653	2,671	MPa	$f_{ct,m}(t)=\beta_{cc}^{\alpha}*f_{ct,m}$	Resistencia media del hormigón a tracción a t días
$E_{cm}(t)$	27681	27768	MPa	$E_{cm}(t)=[f_{cm}(t)/f_{cm}]^{0,3}*E_{cm}$	Modulo de deformación tangente del hormigón a t días

Tabla 70: Características mecánicas reales del hormigón utilizado



6.5. Ensayo de rozamiento de la arena

La losa acordeón repta en el sustrato a través de la cama de arena. El coeficiente de rozamiento de la arena es pues el determinante para calcular la oposición que la fricción ejerce al movimiento de la pieza.

Para calcular el coeficiente de rozamiento se realizó un ensayo específico: conociendo el peso de un muerto de hormigón colocadao sobre la capa de arena que se dispuso bajo la probeta, se midió la fuerza que lo movilizaba. El coeficiente de rozamiento obtenido fue de 1.

A continuación se muestran fotos del ensayo realizado:



Fig. 6.5. 1: Ensayo para la obtención del coeficiente de rozamiento de la arena



Fig. 6.5. 2: Ensayo para la obtención del coeficiente de rozamiento de la arena

El ángulo con que se apilaba un puñado de arena cercano a los 45° corrobora el coeficiente de rozamiento de la unidad.

6.6. Ensayo parcial de una barra de armar ante cargas cíclicas

La principal incertidumbre para el comportamiento de la invención se presenta en el funcionamiento del acero ante cargas cíclicas que llevan a la plastificación del material.

Por ello se encarga un ensayo en deformaciones de una muestra de la barra a emplear para la probeta. El proyecto de este ensayo y la explotación de datos y resultados se recoge en su totalidad el anexo 05.



Este ensayo consiste en simular una longitud libre de barra la dimensión del ancho de las tablas de separación para la formación de fisuras, es decir, 15 mm. Se supone que el acero no se deforma en la zona comprendida en la zona del hormigón, por lo que la mordaza simula su coacción. El redondo es de 6 mm de diámetro y el tipo de acero B500SD.

Esto no es cierto, tal y como se demuestra en el punto correspondiente al ensayo del día 19, porque el acero rodeado por el hormigón tiene una deformación del 2,7%.

Si se considera que toda la elongación se absorbe por la parte libre del acero, entonces el ensayo está del lado de la seguridad.

El siguiente esquema define el ensayo que se quiere realizar.

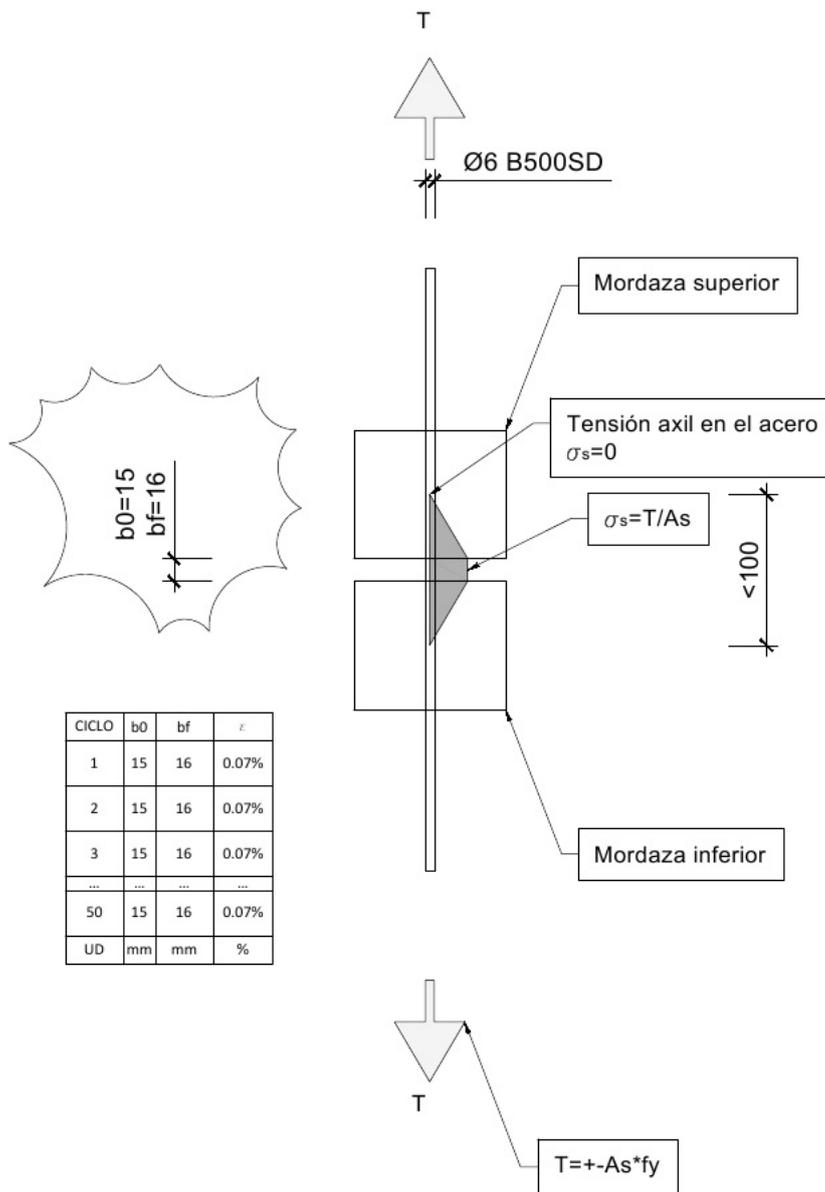
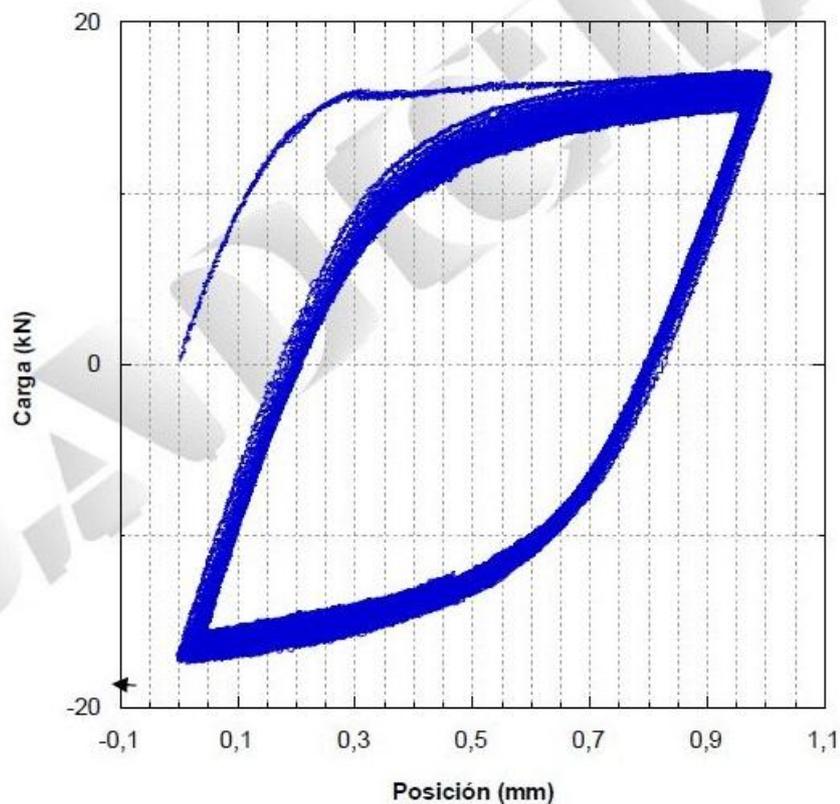


Fig. 6.6. 1: Ensayo en deformaciones de una barra ante ciclos de histéresis

Del informe de se extractan los resultados gráficos fundamentales del ensayo, en concreto, la curva carga alargamiento calca casi a la perfección la teoría de cómo son los ciclos de histéresis de un material con l acurva tensión deformación del acero:



Comportamiento de la muestra 15013RAR-1 durante el ensayo de carga cíclica

Fig. 6.6. 2: Curvas carga alargamiento de los 50 ciclos

Las características fundamentales del ensayo se resumen en la siguiente tabla:

Diámetro (mm)	Deformación (mm)	Longitud libre (mm)	Ciclos	Frecuencia (Hz)
6	± 6,67 %	15	50	0,06

Las condiciones ambientales durante la realización del ensayo fueron 17,5°C y 55,6 %HR

Fig. 6.6. 3: Características del ensayo de histéresis extractados del informe de LADICIN Nº: 15013

6.7. Continuación del ensayo durante el 20, el 23 y el 24 de febrero de 2015

El anexo 04 recoge la memoria de la continuación del ensayo realizado por el autor durante los días 20, 23 y 24 de febrero.

El ensayo del día 19 de diciembre, se suspendió al cuarto ciclo. La diagnosis del fallo prematuro fue realizada por Carlos Alonso Cobo: la introducción de las fuerzas locales



de los gatos provocaron incrementos tensionales no previstos en las secciones crecenas a las orejetas.

Las siguientes figuras recogen el estudio realizado con elementos finitos donde se comprueba el incremento tensional en borde que hace necesaria la disposición de un elemento de transferencia diferida a través de chapas laterales y pernos de conexión.

Se realiza un estudio con elementos finitos utilizando el programa ANSYS y se comprueba la concentración de tensiones en la esquina:

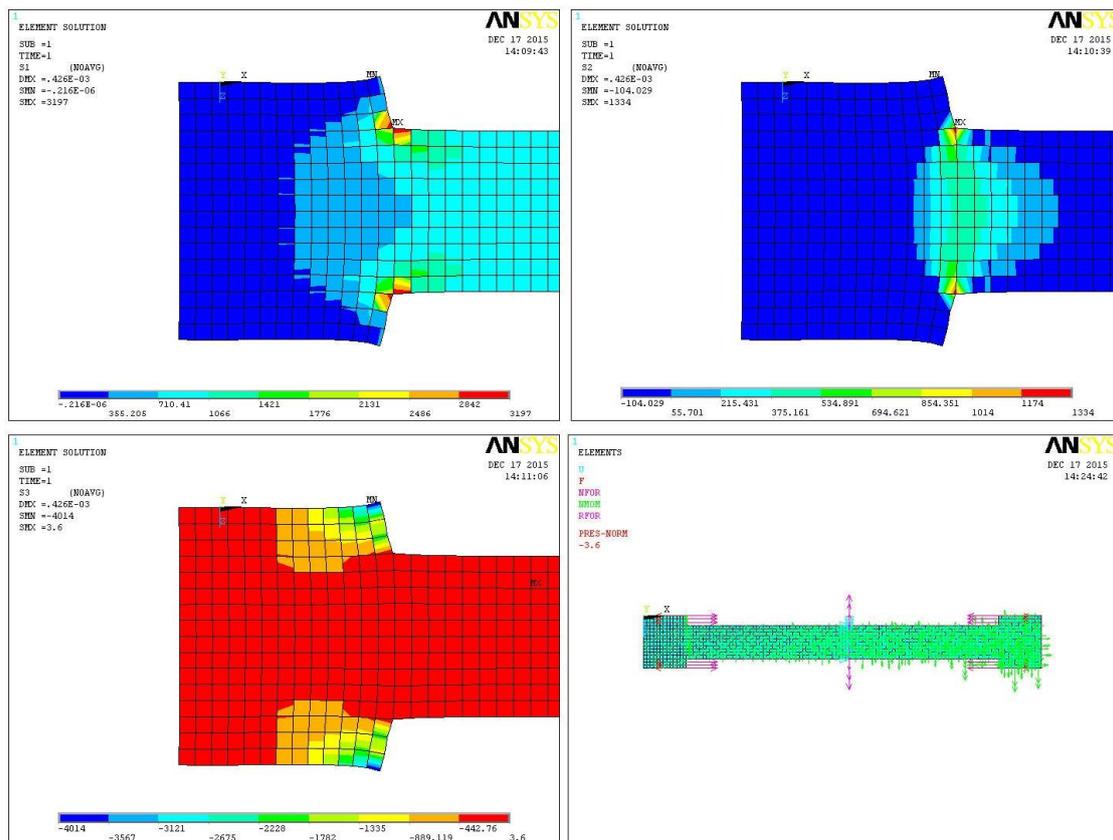


Fig. 6.7. 1: Estudio con elementos finitos de la distribución de tensiones principales de la probeta

En el modelo anterior, cada recuadro es un trozo de losa de 0,10 m x 0,10 m. Se observa cómo las tensiones principales OX no se regularizan hasta después de 0,50 m.

Para aprovechar la probeta se procedió al refuerzo de la misma, el cual se llevó a cabo de forma simétrica tal y como se indica en las siguientes figuras:

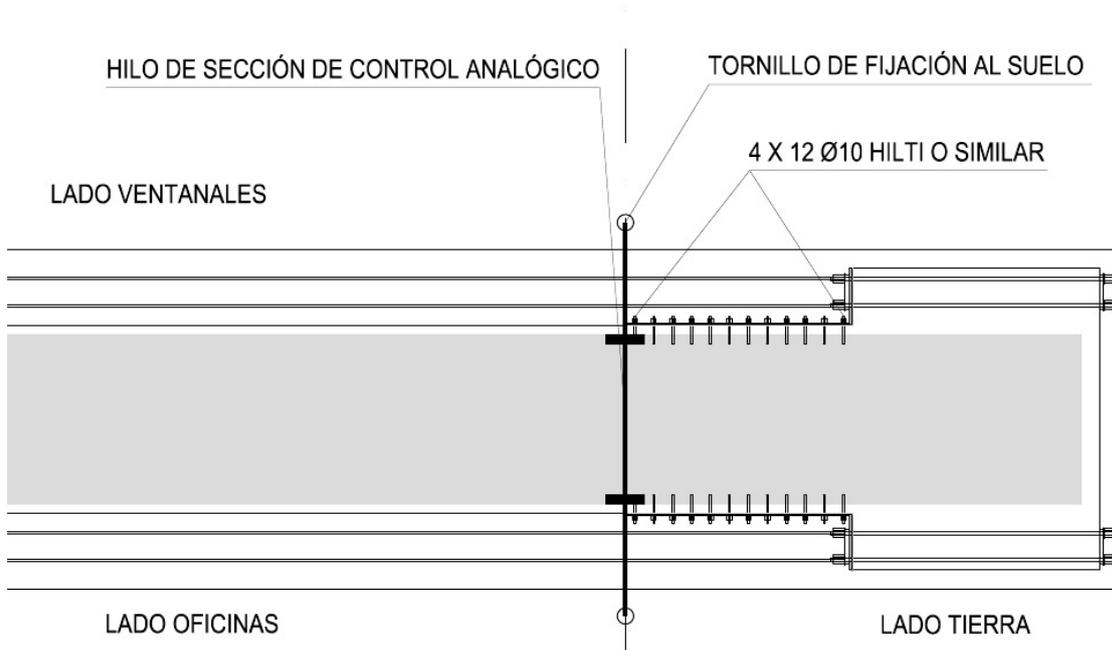


Fig. 6.7. 2: Refuerzo de probeta para transmitir las fuerzas homogéneamente a la zona de la invención. También se visualiza el hilo de medición analógica y las regletas milimetradas pegadas a la probeta para la comprobación de las mediciones digitales



Fig. 6.7. 3: Probeta reforzada en lado mar a la izquierda y lado tierra a la derecha



El planos que recogen la definición de la probeta final que se ensayó se adendan en el anexo 04.

La siguiente figura extraeta planta y sección principal:

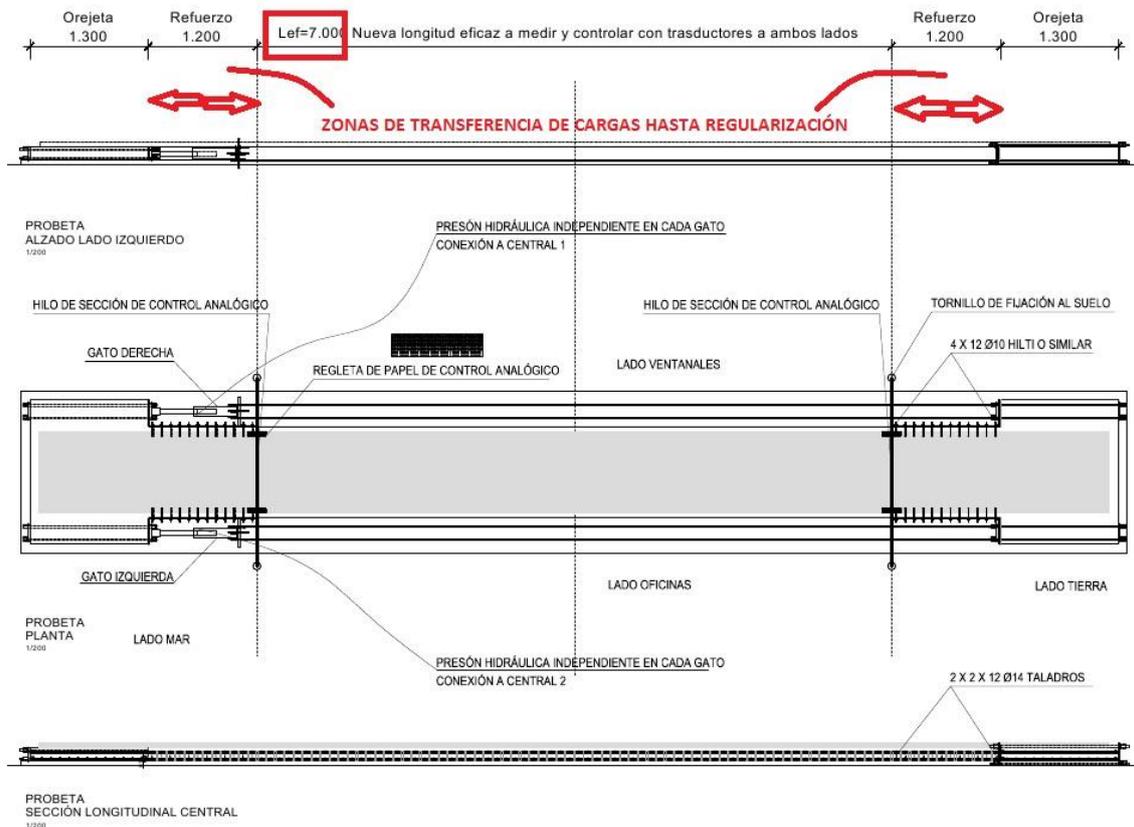


Fig. 6.7. 4: Probeta reforzada planta y sección

La longitud eficaz de probeta a ensayar pasa de ser de 9,4 m a 7,0 m, dado que las zonas reforzadas pasan a ser zonas de transferencia repartida de las cargas de los gatos.

Dado que la pieza ya ha sido solicitada, lo primero que se procede es a evaluar qué alargamiento remanente queda en la zona de probeta perteneciente a la longitud eficaz.

Del ensayo anterior se infiere **un alargamiento remanente, tras el cuarto ciclo, es de 20 mm para una longitud eficaz de 9,4 m**, pero principalmente localizados en la zona cercana a las orejetas de la probeta, por lo que se ha de medir qué parte de ese alargamiento queda en la zona de longitud eficaz. Estas mediciones se recogen en el anexo 06. **El alargamiento remanente es de 6,4 mm dentro de la nueva longitud eficaz de 7,0 m.**

Para evitar errores en la medición digital, se procede a disponer regletas de comparación analógica que se colocan sobre la probeta en los extremos.

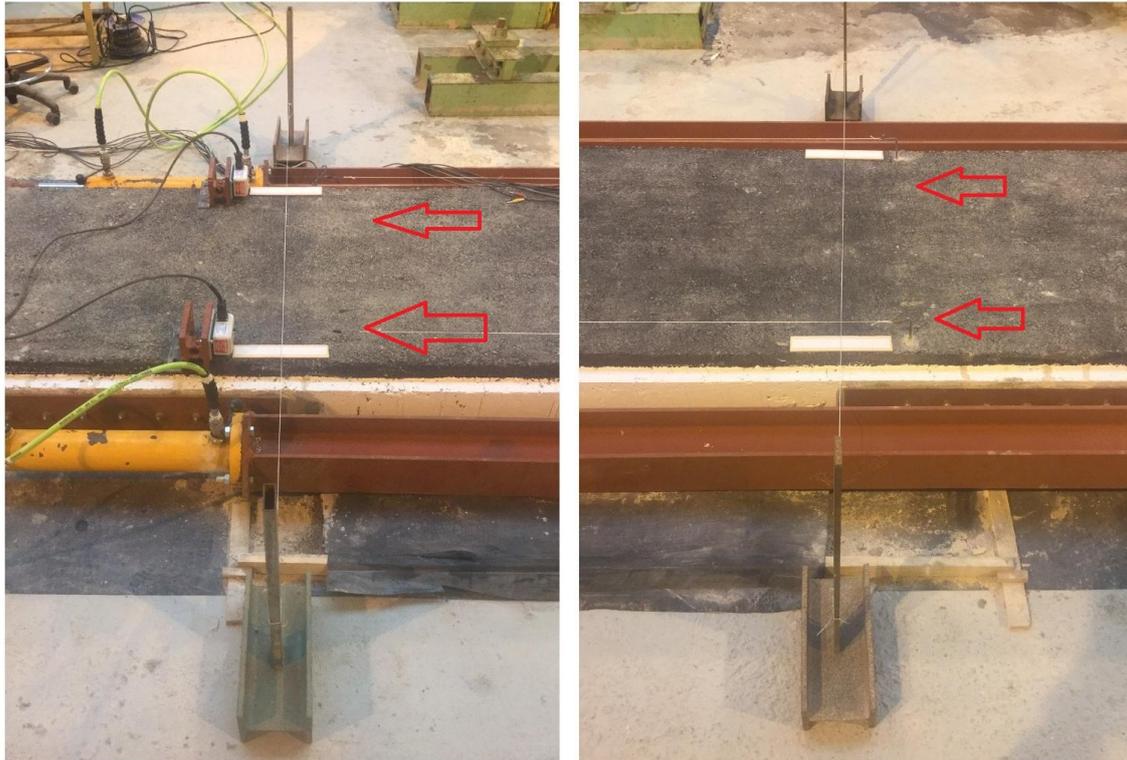
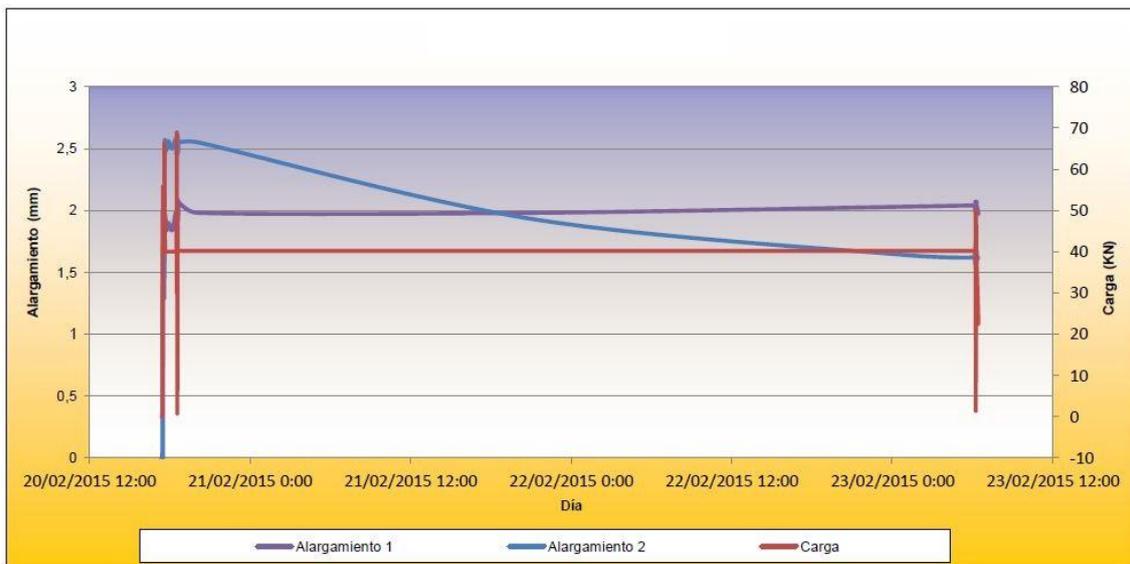


Fig. 6.7. 5: Regletas de medición analógica y cuerdas fijadas al suelo con posición invariante

El primer ciclo de carga se lleva a cabo de manera escalonada tal y como se muestra en el resumen de resultados expuesto a continuación. El viernes 20 de febrero de 2015 se somete a la probeta a una deformación impuesta de 2 mm y se la dejó con esa deformación hasta el lunes 23 de febrero.

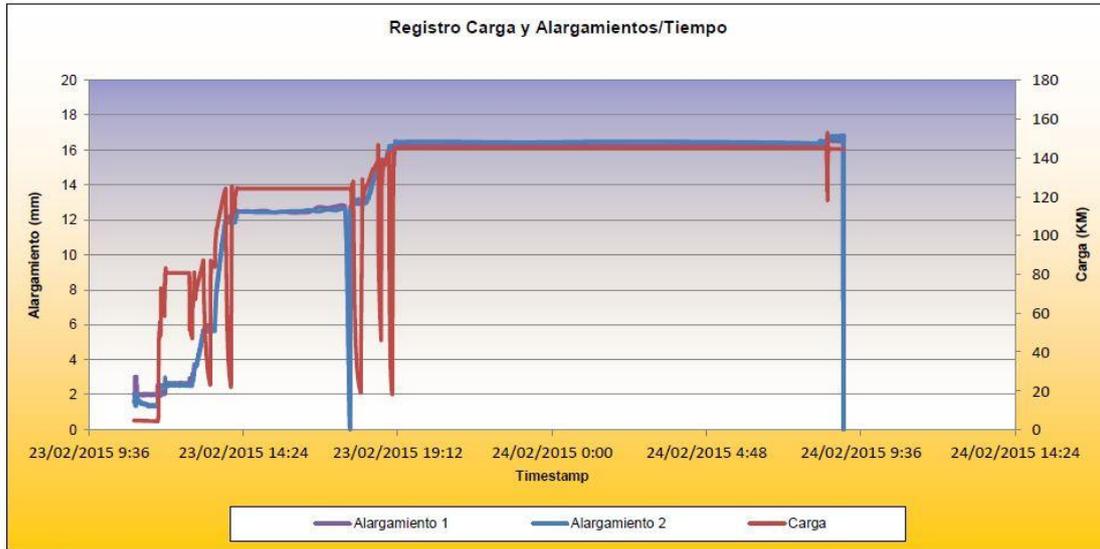


Carga (kN)	Alargamiento (mm)		Bases de medida (mm)		Abertura de fisura (mm)		Deformación acero en paño ($\mu\epsilon$)			Deformación acero en fisura ($\mu\epsilon$)
	Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 2
40,19	1,97	2,52	0,26	0,17	0,052	0,034		257,09	695,32	262,86

Fig. 6.7. 6: Primer escalón de carga: $Nk1=40$ kN



El lunes 23 de febrero se sometió al prototipo estructural a una precarga de 145 KN aplicado en 3 escalones de carga y se dejó la probeta cargada hasta el comienzo del ensayo cíclico el 24 de febrero de 2015.



	Carga (KN)	Alargamiento (mm)		Bases de medida (mm)		Abertura de fisura (mm)		Deformación acero en paño (µε)			Deformación acero en fisura (µε)
		Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 2
Escalón 1	4,65	3,02	1,92	0,27	0,18	0,054	0,036		304,42	736,9	310,2
Escalón 2	124,07	12,47	12,45	0,91	1,01	0,91	1,01		1605,64	2352,96	1805,93
Escalón 3	145,04	16,33	16,44	1,08	1,26	1,08	1,26		1935,71	2792,01	2250,37

Fig. 6.7. 7: Sigüientes escalones de carga del primer ciclo.

El primer ciclo tiene los sigüientes escalones de carga:

- Nk2=87 kN (axil de fisuración medio)
- Nk3=124 kN (Axil de fisuración máximo, muy cercano al axil de fluencia de la sección metálica Nfku=121 kN)
- Nk4=145 kN (Axil de tracción máximo del acero)

Es de resaltar que la elongación alcanzada ha sido de 16,3 mm, lo que equivale a una deformación en la longitud efectiva de $100 \cdot 16,3 / 7000 = 0,23\%$.

24 de febrero de 2015: antes de comenzar el ensayo cíclico del prototipo estructural se sometió a la probeta a cuatro escalones de carga adicionales.

	Carga (KN)	Alargamiento (mm)		Bases de medida (mm)		Abertura de fisura (mm)		Deformación acero en paño (µε)			Deformación acero en fisura (µε)
		Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 2
Escalón 1	158,06	19,29	19,59	1,21	1,37	0,242	0,274		2212,96	3095,5	2622,74
Escalón 2	165,03	25,06	26,41	1,5	1,48	1,5	1,48		2755,93	3130,87	3226,26
Escalón 3	167,78	30,26	30,6	1,79	1,63	1,79	1,63		1526,31	3168,13	4060,2
Escalón 4	180,14	33,32	33,76	1,93	1,71	1,93	1,71		1247,32	3185,35	4847,86

Fig. 6.7. 8: Sigüientes escalones de carga del primer ciclo durante el día 24.

Estos nuevos escalones de carga pretenden llevar la pieza al límite de la capacidad. El cuarto escalón fue el que produjo cierta fisuración incipiente en la capa asfáltica; esto



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**



sucedió con un alargamiento de 33,3 mm, lo que quiere decir una deformación en la longitud efectiva de $100 \cdot 33,3 / 7000 = 0,48\%$.

Si se tiene en cuenta que la deformación remanente fue de 6,4 mm, entonces, la deformación conseguida fue de $100 \cdot (33,3 + 6,4) / 7000 = 0,57\% < 1,00\%$ que es la cota superior buscada de 1 mm de deformación por cada 100 mm de longitud.

A partir de aquí se realizó el estudio cíclico hasta la rotura de la pieza cuyos resultados fundamentales se resumen en las siguientes figuras:

		Carga (KN)	Alargamiento (mm)		Bases de medida (mm)		Abertura de fisura (mm)		Deformación acero en paño (µε)			Deformación acero en fisura (µε)
			Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 2
Ciclo 1	Extensión	180,14	33,6	33,69	1,95	1,71	0,39	0,342		919,43	3138,04	5001,4
	Contracción	134,84	1,22	-0,56	-0,02	-0,04	-0,02	-0,04		-1237,1	-1373,02	1290,91
Ciclo 2	Extensión	160,12	33,01	33,42	1,94	1,65	0,388	0,33		759,1	3105,65	4922,72
	Contracción	125,75	1,27	-0,31	-0,02	-0,04	-0,02	-0,04		-1189,41	-1432,86	1392,02
Ciclo 3	Extensión	162,29	32,24	32,82	1,88	1,6	0,376	0,32		695,88	3004,36	4756,14
	Contracción	57,88	14,82	13,9	0,63	0,4	0,63	0,4		-917,06	311,47	2171,79
Ciclo 4	Extensión	159,25	32,73	33,44	1,86	1,6	0,372	0,32		653,44	3005,25	4738,59
	Contracción	121,56	1,78	-0,31	-0,03	-0,05	-0,03	-0,05		-1191,38	-1392,04	1441,66
Ciclo 5	Extensión	157,35	32,48	33,42	1,84	1,58	0,368	0,316		620,61	2981,62	4687,04
	Contracción	134,14	0,43	-1,62	-0,04	-0,07	-0,04	-0,07		-1200,62	-1558,74	1412,1
Ciclo 6	Extensión	160,89	33,05	33,73	1,85	1,58	0,37	0,316		643,21	2980,04	4720,39
	Contracción	126,31	1,51	-0,24	-0,03	-0,06	-0,03	-0,06		-1193,28	-1427,1	1453,36
Ciclo 7	Extensión	155,53	32,76	33,43	1,83	1,55	0,366	0,31		609,78	2938,7	4669,68
	Contracción	126,26	1,27	-0,48	-0,03	-0,07	-0,03	-0,07		-1190,89	-1479,52	1442,32
Ciclo 8	Extensión	155,17	33,06	33,61	1,83	1,55	0,366	0,31		609,34	2949,7	4689,96
	Contracción	142,27	0,74	-0,97	-0,04	-0,09	-0,04	-0,09		-1211,51	-1559,08	1423,31
Ciclo 9	Extensión	153,5	32,74	33,46	1,83	1,53	0,366	0,306		591,69	2922,4	4664,96
	Contracción	128,61	0,73	-1,17	-0,04	-0,07	-0,04	-0,07		-1193,42	-1556,18	1431,74
Ciclo 10	Extensión	153	32,77	33,4	1,82	1,53	0,364	0,306		583	2905,34	4642,33
	Contracción	150,26	1,32	-0,72	-0,05	-0,08	-0,05	-0,08		-1206,69	-1492,38	1455,07
Ciclo 11	Extensión	153,86	33,06	33,53	1,82	1,54	0,364	0,308		590,91	2916,89	4663,9
	Contracción	148,23	0,38	-1,56	-0,05	-0,09	-0,05	-0,09		-1218,28	-1598,1	1424,23
Ciclo 12	Extensión	151,69	32,81	33,4	1,83	1,54	0,366	0,308		569,74	2921,04	4668,55
	Contracción	130,23	1	-0,91	-0,04	-0,15	-0,04	-0,15		-1195,71	-1551,63	1445,78

Fig. 6.7. 9: Ciclos de carga del 1 al 12, efectuados durante el día 24.

		Carga (KN)	Alargamiento (mm)		Bases de medida (mm)		Abertura de fisura (mm)		Deformación acero en paño (µε)			Deformación acero en fisura (µε)
			Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 2
Ciclo 13	Extensión	151,3	32,8	33,17	1,84	1,55	0,368	0,31		570,35	2895,04	4646,02
	Contracción	130,35	1,27	-0,6	-0,02	-0,05	-0,02	-0,05		-1200,69	-1525,07	1453,62
Ciclo 14	Extensión	158,63	32,5	33,14	1,77	1,5	0,354	0,3		533,19	2783,54	4508,89
	Contracción	132,27	1,22	-0,4	-0,02	-0,05	-0,02	-0,05		-1196,42	-1524,43	1449,76
Ciclo 15	Extensión	161,25	33,33	33,99	1,77	1,5	0,354	0,3		532,94	2777,98	4497,46
	Contracción	140,38	0,74	-1,11	-0,04	-0,07	-0,04	-0,07		-1209,6	-1569,48	1445,12
Ciclo 16	Extensión	150,58	32,54	33,13	1,77	1,48	0,354	0,296		495,75	2755,33	4444,54
	Contracción	139,39	0,66	-1,12	-0,04	-0,07	-0,04	-0,07		-1202,45	-1581,05	1442,65
Ciclo 17	Extensión	150,49	32,78	33,4	1,78	1,48	0,356	0,296		514,36	2756,23	4476,25
	Contracción	134,37	0,7	-1,09	-0,03	-0,06	-0,03	-0,06		-1199,33	-1583,24	1440,68
Ciclo 18	Extensión	170,87	38,28	39,36	1,85	1,56	0,37	0,312		551,54	2888,16	4563,55
	Contracción	148,47	1,25	-0,45	-0,05	-0,08	-0,05	-0,08		-1212,48	-1675,8	1412,18
Ciclo 19	Extensión	142,63	33,32	33,71	1,7	1,36	0,34	0,272		404,65	2439,89	4194,7
	Contracción	152,61	-0,08	-2,02	-0,05	-0,09	-0,05	-0,09		-1216,05	-1735,15	1395,39
Ciclo 20	Extensión	141,91	33,61	33,68	1,75	1,39	0,35	0,278		430,49	2505,4	4287,08
	Contracción	141,73	0,69	-1,13	-0,05	-0,08	-0,05	-0,08		-1200,09	-1654,86	1421,61
Ciclo 21	Extensión	136,4	33,05	32,99	1,73	1,37	0,346	0,274		430,25	2463,2	4264,99
	Contracción	147,71	-0,06	-1,99	-0,06	-0,08	-0,06	-0,08		-1203,01	-1689,29	1416,86
Ciclo 22	Extensión	141,23	33,58	33,74	1,73	1,36	0,346	0,272		389,04	2414,34	4171,7
	Contracción	140	0,69	-1,38	-0,05	-0,08	-0,05	-0,08		-1194,36	-1685,27	1426,92
Ciclo 23	Extensión	135,81	32,25	32,24	1,68	1,3	0,336	0,26		351,6	2273,61	4072,19
	Contracción	137,21	0,7	-1,38	-0,05	-0,07	-0,05	-0,07		-1191,15	-1683,4	1428,23
Ciclo 24	Extensión	134,4	31,42	31,14	1,62	1,26	0,324	0,252		312,17	2182,93	3956,43
	Contracción	131,28	0,98	-1,14	-0,05	-0,07	-0,05	-0,07		-1180,34	-1638,64	1439,26

Fig. 6.7. 10: Ciclos de carga del 31 al 24, efectuados durante el día 24.



		Carga (KN)		Alargamiento (mm)		Bases de medida (mm)		Abertura de fisura (mm)		Deformación acero en paño (µε)			Deformación acero en fisura (µε)
		Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Industriales	Caminos	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3	Ext. 2		
Ciclo 25	Extensión	134,4	31,42	31,14	1,62	1,26	0,324	0,252		312,17	2182,93		3956,43
	Contracción	131,28	0,98	-1,14	-0,05	-0,07	-0,05	-0,07		-1180,34	-1638,64		1439,26
Ciclo 26	Extensión	122,46	28,83	28,44	1,54	1,16	0,308	0,232		232,27	1997,26		3731,3
	Contracción	130,23	0,98	-0,86	-0,07	-0,06	-0,07	-0,06		-1183,84	-1486,55		1464,97
Ciclo 27	Extensión	104,52	30,32	28,59	1,59	0,99	0,318	0,198		111,15	1329,23		3496,36
	Contracción	129,01	-0,13	-0,84	-0,09	-0,03	-0,09	-0,03		-1206,28	-1284,21		1413,49
Ciclo 28	Extensión	13,14	52,3	50,61	0,68	0,23	0,136	0,046		-655,7	-17,89		2187,65
	Contracción												

Fig. 6.7. 11: Ciclos de carga del 1 al 12, efectuados durante el día 24.

De las tablas anteriores es importante resaltar cómo, llevando la pieza al trabajo plástico exclusivo de la parte metálica, el axil de compresión es de magnitud inferior al axil de tracción lo que se justifica por el efecto Bauschinger.

6.8. Análisis crítico de la campaña experimental

De la campaña experimental se puede realizar el siguiente análisis crítico, el cual comienza repasando el comportamiento de la probeta ante los fallos a priori de la ejecución de la parte experimental.

De cada uno de estos fallos, se infieren conclusiones o soluciones correctoras con el fin último de habilitar el conocimiento que pueda, en un futuro, permitir la aplicación de la JIE para casos reales con las mejores garantías.

6.8.1. Adherencia entre pavimento y losa

En caso de que varias fisuras de la losa se manifesten en una sola fisura del pavimento, da constancia de posibles **fallos en la adherencia entre pavimento y losa**, y se constataría la falta de fiabilidad del diseño, aunque esto podría ser subsanable.

El comportamiento de la adherencia entre el pavimento y la losa de hormigón fue bueno en apariencia. Se pretendía ensayar la resistencia tangencial remanente del pavimento sobre el hormigón tras los ciclos, pero no fue posible.

A continuación se indica el esbozo del ensayo descrito por el grupo de GiaDe que quería haberse llevado a cabo.

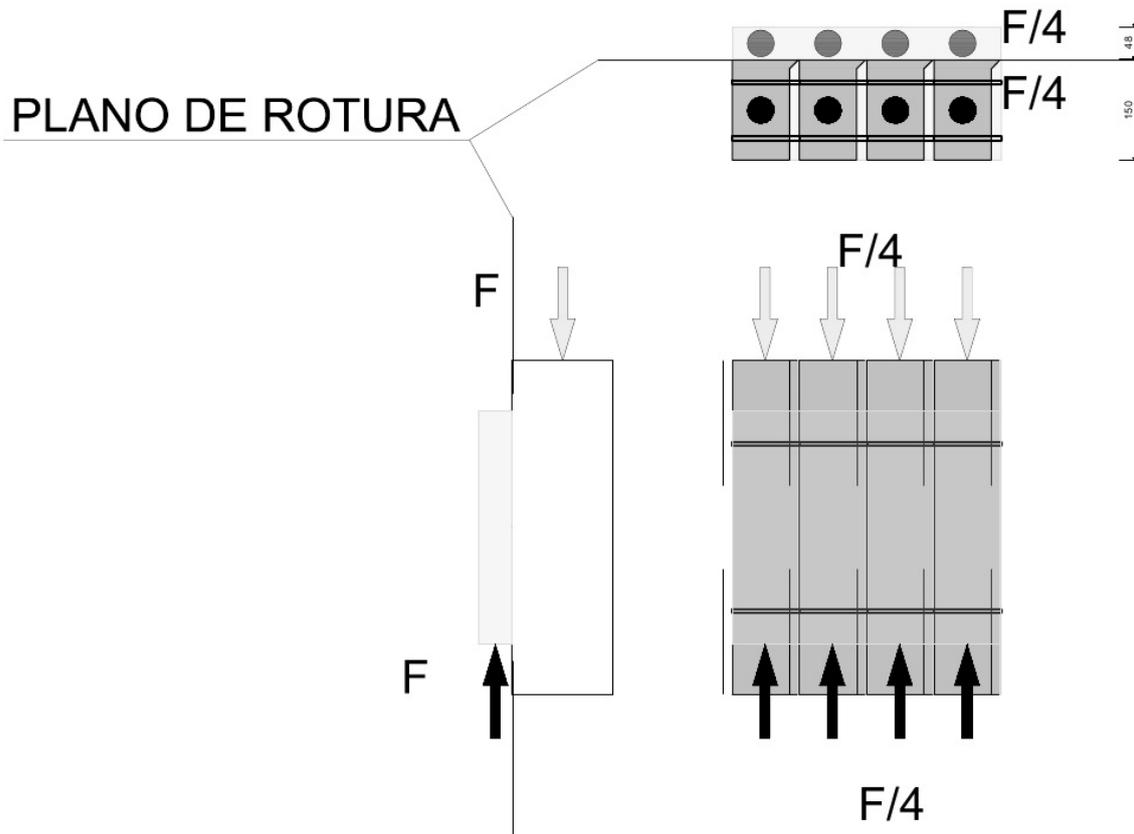


Fig. 6.8. 1: Esbozo de ensayo a resistencia tangencial de unión entre asfalto y losa acordeón

6.8.2. Mapeo de fisuras estimado

En caso de que **no se produzca el mapeo de fisuras estimado**, se constataría la falta de viabilidad de la solución.

Se esperaba un mapeo de fisuras homogéneo, es decir, una fisura por cada tabla, pero esto no se produjo. Al final del ensayo, hubo tablas que no manifestaron fisura, y muchas que tenían fisura mínima inferior a 0,3 mm.

Las razones por las que esto se produjo son varias:

- La primera es que el axil de fisuración estaba muy cercano al axil de fluencia del acero
- La segunda es que las tablas de madera con las que se materializaron las zonas de debilitamiento de la losa también tienen resistencia a tracción, y gran superficie, y no se previno este efecto mediante aceite desengrasante.



- La tercera es que el dimensionamiento de la pieza se realizó con base en la resistencia característica media a tracción del hormigón, pero al ser un elemento que trabaja en servicio esto fue un gran error.

Al estar muy cerca el axil de fluencia ($N_{flu}=124$ kN) del axil de fisuración $N_{fis}=121$ kN) correspondiente a la resistencia media a tracción, hubo zonas, donde la resistencia a tracción estaban por encima de la media ($N_{fis}>121$ kN) y que aguantaron sin fisurar cuando otras secciones ya estaban fisuradas y con el acero deformándose plásticamente.

A esto se unió que el armado se había dispuesto con un axil de fluencia muy cercano al axil de fisuración.

La medida correctora pasa por dos posibles soluciones:

- Aumentar el axil de fluencia, lo que tiene efectos perniciosos sobre el macizo de anclaje y sobre los e el tablero que han de absorber las fuerzas de anclaje
- Disminuir el axil de fisuración, lo que es fácil con un diseño de tablas que lo reduzcan al mínimo, incluso a 0 tal y como se indica con la siguiente figura:

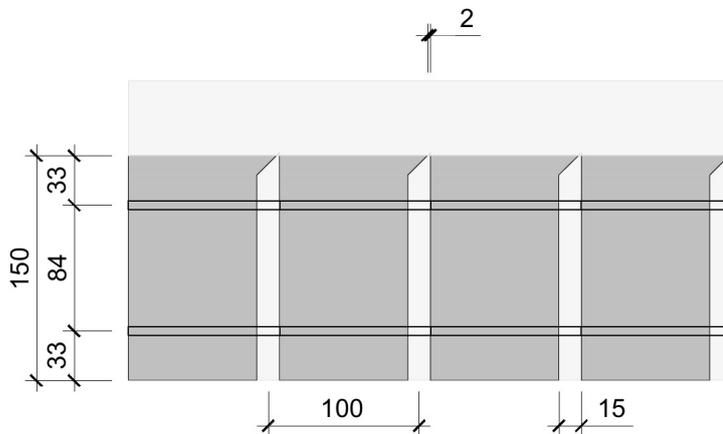


Fig. 6.8. 2: Nueva geometría de tablas para evitar la fuerza de fisuración

6.8.3. Fisuras con apertura por encima de la prevista

En caso de que una de las fisuras alcance dimensiones muy por encima de las esperadas, se constataría un problema cuya causa debería conocerse.

Consecuencia de lo descrito en el punto anterior se observó una fisuración no homogénea en la que hubo tablas que tuvieron fisuraciones mayores, del orden de hasta 3 mm sin que esta abertura se viera reflejada en el pavimento asfáltico.



Las formas de resolución de este problema pasan por las descritas en el punto anterior.

6.8.4. Ciclos soportados

En caso de que no se alcance el número de ciclos previsto, se constataría la falta de fiabilidad del diseño.

Acotar el número de ciclos térmicos y la distribución de sus rangos en función del tipo de tablero es necesario para estimar los ciclos de histéresis a aguantar por parte de una probeta de JIE. Investigaciones norteamericanas dan datos que perfectamente se pueden extrapolar.

Table 3. Representation of temperature-induced displacement cycles for 1 year for maximum expected displacement range from -0.5 to +0.5 inch

Group No	Corresponding days	Mean displacement level at the top of abutment (in)	Magnitude of cycles (in.)	Number of cycles for one year
1	0-46	-0.375	0.25	46
2	46-91, 320-365	-0.188	0.25	91
3	91-135, 270-320	0.000	0.25	91
4	135-180, 225-270	0.188	0.25	91
5	180-225	0.375	0.25	46
6	seasonal	0.000	1.00	1

Fig. 6.8. 3: Estimación de los ciclos térmicos anuales para un puente con un movimiento de +1 pulgada (Arsoy, Barker, & Duncan, 2002)

Al objeto de estimar el valor de las mejoras propuestas se proponen tres ensayos de bajo coste.

Los dos primeros constan de un ensayo en deformaciones de una barra de 6 mm y acero B500SD, con una longitud libre de 15 mm:

- Uno con una carrera de $\pm 1,0$ mm
- Otro con una carrera de $\pm 0,5$ mm

ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DEL ACERO
DEFINICIÓN DE LA PROBETA
JIE

ENSAYO DE TRACCIÓN A FATIGA CON DEFORMACIONES

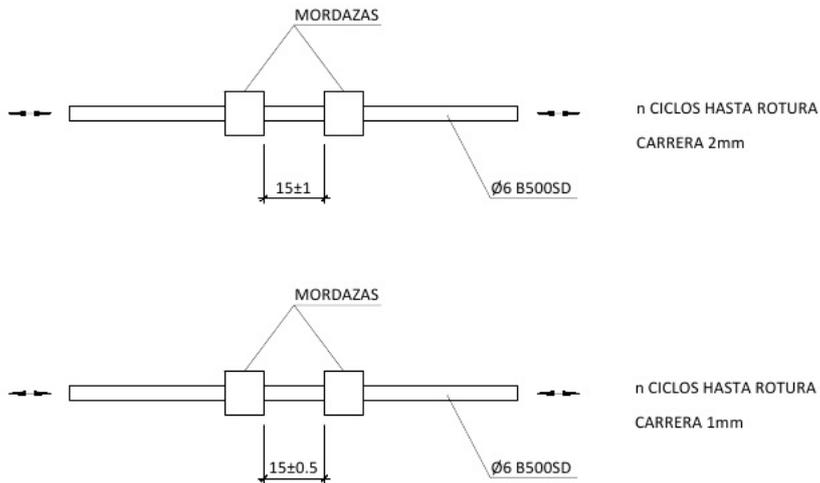


Fig. 6.8. 4: Ensayos de las barras de acero de bajo coste para acotar la solución

En función de los resultados de la pieza anterior, se realizaría el siguiente ensayo:

ENSAYO DE PROBETA SINGULAR
DEFINICIÓN DE LA PROBETA
JIE

ENSAYO A TRACCIÓN A FATIGA DE PIEZA SIMULADA

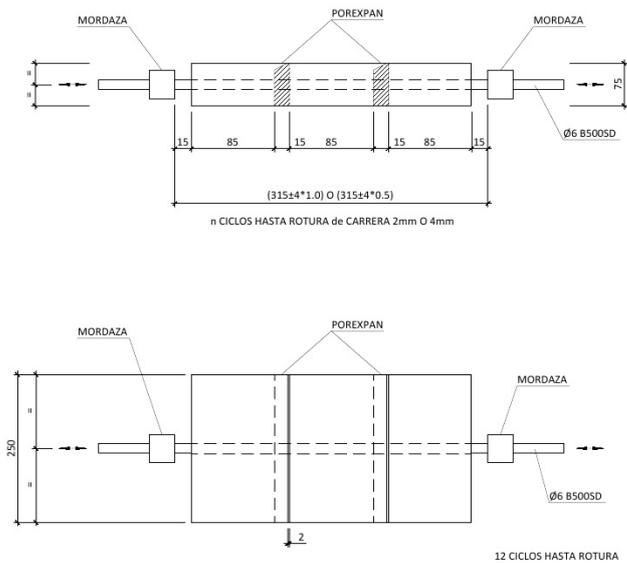


Fig. 6.8. 5: Ensayos de mini-elementos de JIE



Las probetas experimentales anteriores se pueden realizar en máquinas estándar para comprobar su comportamiento.



Fig. 6.8. 6: Máquina para ensayos cíclicos

6.8.5. Efecto Bauschinger

Es de resaltar que la carga de tracción que plastifica el armado es mayor que la carga de compresión que plastifica el material. Este hecho queda fuera del ámbito de la tesis y penetras en el territorio de la mecánica de la fractura, pero la explicación es por el denominado efecto Bauschinger (Hoff, 1958), por el que el límite elástico de compresión, de elementos sometidos previamente a tensiones superiores a su límite elástico a tracción, disminuye.



**Juntas de calzada en puentes:
Propuesta de junta integral en estribos (JIE)**





7. CONCLUSIONES

A continuación pasan a describirse las conclusiones más importantes que se infieren del presente trabajo, en el que se estudia la forma de resolver el encuentro entre tablero de puente y estribos a través de la junta de calzada. Se procede a dicha descripción siguiendo el orden establecido en el documento.

En la metodología se propone un estándar para la realización de las tablas de cálculo que resuelven o estudian pequeños problemas discretizados de forma que sea rápida la lectura y comprensión del discurso matemático. Todas las ecuaciones están indicadas en las columnas donde se indica fórmula, y todos los parámetros igualmente, lo que evita tener que consultar índice de nomenclatura ni de ecuaciones.

La forma de presentar esta tesis, en soporte magnético, será adjuntando al documento todos los cálculos realizados en hojas convencionales de cálculo, perfectamente importables por programas comerciales y abiertos, lo que permitirá el contraste, ahorro de tiempo, corrección eficaz o reutilización para nuevos estudios de sensibilidad.

En el estudio del estado del arte, tras haber realizado:

- Una descripción, una clasificación tipológica y un análisis funcional de las diferentes juntas de calzada existentes en la actualidad y de los estribos sobre los que se disponen.
- Un estudio de las patologías y sus causas correspondientes a dichas juntas de calzada, así como enumerado las consecuencias y soluciones más frecuentes
- Un estudio de la tipología de losas de transición en estribos
- Un resumen de las patologías y causas asociadas a dichas patologías en las losas de transición

Del análisis del estado del arte se concluye que las relaciones existentes entre:

- *El tipo de junta de calzada*
- *El tipo de estribo*
- *Y la losa de transición*

son fundamentales para poder diagnosticar las causas de patologías asociadas a losas de transición o juntas, y en concreto se indican las siguientes:

- La importante influencia favorable para evitar patologías que ofrecen los muros en vuelta de los estribos para contener el terreno ante el martilleo de la acción térmica, incluso de taleros apoyados sobre neoprenos.



- Las juntas de calzada en estribo, aunque sean convencionales, por seguridad de los vehículos, deberían diseñarse siempre, apoyadas sobre el relleno del trasdós del estribo para impermeabilizar la zona de los apoyos, pero especialmente en puentes esviados, donde el esviaje de la estructura no debe trasladarse a la calzada para que los vehículos, preferentemente los de dos ruedas, puedan atacar la conducción con trazadas perpendiculares a dichas juntas para evitar accidentes.(Fig. 2.7. 3: Detalle de rehabilitación de junta de calzada para evitar esviaje al tráfico rodado de dos ruedas, principalmente. Elaboración propia.)
- La **degradación de los apoyos del estribo**, conlleva asociada la patología de efecto bache en trasdós de estribo; de tal forma que, incluso con la degradación de un solo apoyo, el contacto entre tablero y meseta de estribo será solidario, por lo que los efectos térmicos en deformaciones impuestas se manifestarán en desplazamientos impuestos cíclicos de la cabeza del estribo.
- **La durabilidad de las juntas de expansión están condicionadas al estado del pavimento antes y después de la junta, lo que deriva en la falta de certificación efectiva de la vida útil de los puentes, dado que el mínimo efecto bump, justifica el fallo anticipado de las juntas de calzada.**

Como posible solución a los problemas derivados de las patologías anteriormente descritas y sus múltiples causas, se propone el empleo de la junta integral de estribo basada en una patente del autor por la que la filosofía de junta en calzada se varía: en lugar de disponer 1 junta de rango X, se proponen X juntas cercanas de rango 1.

La nueva solución de junta integral de estribo (JIE) conlleva las siguientes ventajas asociadas:

- Impermeabilización del estribo y de su meseta
- Ausencia de tornillos u otras piezas susceptibles de saltar que provoquen demandas de usuarios
- Elimina movimientos diferenciales verticales entre labios de juntas
- Permite la elección de superficies alabeadas que pudieran conjugar peralte transversal y pendiente longitudinal
- Elimina esviajes
- Permite repavimentación continua mediante aglomerado asfáltico
- Mayor vida útil
- De empleo tanto para obra nueva como para rehabilitación
- Disminución del ruido al paso de vehículos

Se ha descrito un método científico basado en la normativa actual para el dimensionamiento de la JIE, pero llevando el armado al rango plástico, siendo necesario el estudio de los ciclos de histéresis del armado.



Se ha pormenorizado de forma ordenada una **propuesta tipológica para la utilización** de la JIE:

- **JIE anclada en pavimento rígido en continuación** (Fig. 5.10. 1: Anclaje de JIE a losa en prolongación del pavimento rígido.)
- **JIE anclada en viga cosida al terreno** (Fig. 5.10. 3: Anclaje a macizo micropilotado o anclado.)
- **JIE anclada en macizo** (Ilustración 1: Planta y alzados de la junta integral de estribo (JIE).) (Fig. 5.10. 6: Detalle de anclaje trasdosado de la junta integral de estribo (JIE))
- **JIE anclada en alfombra de hormigón lastrada con el peso de la explanada** (Fig. 5.10. 2: Anclaje a losa alfombra bajo el propio peso de la explanada de firme.)
- **JIE anclada en el propio estribo.** (Fig. 5.10. 4: Detalle de junta integral de estribo (JIE) anclada al propio estribo a través de la losa de transición para firmes flexibles.) (Fig. 5.10. 5: Detalle de junta integral de estribo (JIE) anclada al propio espaldón de estribo a través de la losa de transición. Solución para firmes rígidos. Esta solución necesita de pie de losa de transición, no dibujado.)

Se ha profundizado en el **procedimiento constructivo de la junta integral de estribo** como solución genérica para la rehabilitación de una amplia tipología estructural de estribos, dado que este es el principal problema para el que la sociedad demanda solución. Esta solución estudia el invariante del anclaje en trasdós de forma que se ejecuten en el menor tiempo posible.

Se ha realizado el **proyecto de ensayo específico para probar la JIE con base en la propuesta de la patente.** En el ensayo se ha realizado una prognosis de las causas de fallo del mismo.

Se ha ensayado una probeta que simulaba un metro lineal de junta integral de estribo ante los efectos de de contracción de tablero a modo de ensayo de fatiga acelerado.

Del análisis de resultados se han inferido las siguientes conclusiones:

- La JIE permite acotar la fuerza longitudinal que se aplica por parte de la junta sobre el tablero y anclaje a un valor correspondiente a $f_{yu} \cdot A_s$. Este valor es invariante para el diseño y comprobación de los elementos estructurales a que se une la JIE, tanto la capa de compresión del tablero como el macizo de anclaje
- La tecnología constructiva de las formas de configuración de las juntas discretas influye en el comportamiento de la JIE



- Hay que realizar diseños que lleven ya materializada la fisura que conforma la junta discreta
- La utilización de madera sin desencofrante no es adecuada, pero a la vez provoca problemas de industrialización a la hora de la ejecución por la difícil aplicación del desencofrante sin afectar a la adherencia de la barra de armado
- Es preferible la utilización de polietileno expandido
- Si la losa acordeón de la junta integral de estribo se arma con acero, los ciclos de histéresis que resiste el acero dúctil comercial sólo permite su utilización con puentes de hormigón y no con puentes metálicos. Esto es así por ser el número de ciclos de gran amplitud para la fatiga mucho mayor que habrían de soportar. Esto se puede obviar si utiliza un armado longitudinal que trabaje en el rango elástico, como se propone para futuros trabajos
- La zona de losa acordeón debe quedar suficientemente alejada de zonas de concentraciones locales de tensiones, para evitar roturas locales, tal y como sucedió con la introducción de fuerzas locales en el ensayo diseñado
- Se constató la aparición del efecto Bauschinger durante la plastificación del acero longitudinal
- Ninguna abertura menor de 3 mm tuvo repercusión en la capa de rodadura
- La separación entre planos de fisuras provocados de 10 mm se demuestra adecuado para disminuir y acotar la longitud de la losa acordeón en futuras actuaciones reales



8. TRABAJOS FUTUROS

Entre las vías de investigación futura propuestas a raíz de esta tesis se encuentran:

Primero, las que complementarían los trabajos que se describen en esta tesis:

- Ensayar las impermeabilizaciones aplicadas en juntas de +-1mm. Este punto se intentó con base en la directriz de D.Carlos Alonso Cobo, pero no se llegó a concretar.
- Controlar la capacidad remanente a cortante entre asfalto y hormigón tras la fisuración mediante el corte de la probeta.
- Ensayar la invención a pandeo.

Segundo las que podrían afectar a la ampliación del rango de utilización de la aplicación:

- Experimentación de las nuevas geometrías inferidas de este documento para los elementos de formación de fisuras tales que jueguen permitan mayor longitud libre de armado entre planos de fisuras
- Campañas experimentales de la JIE, con armado a partir de barras longitudinales de material elástico y módulo de elasticidad secante adecuado para evitar el trabajo plástico del armado longitudinal, tal y como se infiere en la siguiente tabla -la utilización de polímero reforzado con fibra de vidrio podría adaptarse perfectamente, proporcionando además total garantía a la durabilidad por ausencia de corrosión:

DIMENSIONAMIENTO DE MATERIAL ELÁSTICO NECESARIO PARA EL ARMADO LONGITUDINAL DE LA JIE										
MAT	acero	nuevo 1	PRFV	PRFV	PRFV	PVC	Nylon	TIPO	Fórmula	Material
s	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	m	Separación entre minijunta
e _t	0,015	0,015	0,015	0,050	0,080	0,015	0,015	m		Espesor libre de barrad e cosido
Eb	210000000	2100000	10000000	10000000	10000000	2100000	2850000	KN/m2		Módulo de elasticidad de las barras de cosido
Eb	210000	2100	10000	10000	10000	2100	2850	MPa		Módulo de elasticidad de las barras de cosido
Eb	210	2,1	10	10	10	2,1	2,85	GPa		Módulo de elasticidad de las barras de cosido
ε _{el}	0,002	0,100	0,020	0,020	0,020	0,016	0,027	m/m	ε _{el} =fy/Eb	Deformación elástica
fy	420000	210000	200000	200000	200000	34000	78000	KN/m2		Límite elástico
fy	42	21	20	20	20	3	8	KN/cm2		Límite elástico
fy	420	210	200	200	200	34	78	MPa		Límite elástico
Φ	8	8	8	8	8	16	10	mm		Diámetro de la barra
As	0,5027	0,5027	0,5027	0,5027	0,5027	2,0106	0,7854	cm2	As=π*(Φ/20)^2	Área de la barra
nºΦ	6,67	6,67	8,00	8,00	8,00	10,00	10,00	nº/m		Número de barras
Ast	3,35	3,35	4,02	4,02	4,02	20,11	7,85	cm2/m	Ast=As*nºΦ	Área de barras dispuestas
N	140,7	70,4	80,4	80,4	80,4	68,4	61,3	KN/m	N=fy*Ast	Fuerza máxima de tracción
Δe _t	0,00003	0,0015	0,00030	0,00100	0,00160	0,00024	0,00041	m	Δe _{t-et} *N/(Eb*Ast)	Alargamiento>1mm

Tabla 71: Dimensionamiento del nuevo material para el armado longitudinal.



- Estudio para la generalización de la solución en estructuras de más de 200 m de longitud.
- El estudio de la disposición de las JIE apoyadas sobre el trasdós de estribo tales que sustituyan a las actuales juntas modulares, lo que aprovecharía el apoyo elástico que resulta la explanada para favorecer el comportamiento resistente de la junta sobre el lecho que puede suponer una explanada bien compactada o una base de hormigón armado que permita un más fácil mantenimiento.



BIBLIOGRAFÍA

AASHATO [American Association of State Highway and Transportation Officials]. (2012). *LRFD Bridge Design Specifications*.

Abdel Raheem, S. E., & Hayashikawa, T. (11 de Septiembre de 2013). Mitigation measures for expansion joint effects on seismic performance of bridge structures. Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers.

Abu-Hejleh, N. H. (2006). *Flowfill and MSE Bridge Approaches: Performance, Cost and Recommendations for Improvements*. Colorado Department of Transportation, Denver.

ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural]. (2011). *Conservación de aparatos de apoyo, juntas y drenaje en puentes* (Vols. M-18). (ATC, & ACHE, Edits.)

ACHE [Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural]. (2013). *Proyecto de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas* (Vols. M-22).

ADIF [Administrador de Infraestructuras Ferroviarias]. (2009). *Montaje de vía. Neutralización y homogeneización de tensiones del carril en vías sin juntas* (2ª ed.). Madrid.

Amirahmada, A., & Al-Sinaidia, A. R. (2013). Analysis of Integral Bridges by Finite Element Method. *The 2nd International Conference on Rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering* (págs. 308-314). Solo, Indonesia: Procedia Engineering.

Anderson, J., Baldi, B. T., & M.Engstrom, J. (1989). *Patente nº US 4,861,043*. Estados Unidos.

Anwarul-Islam, A. (2010). *On Reducing Bumps at Pavement-Bridge Interface*. Youngstown State University, Center for Transportation and Materials Engineering.

Aparicio García, J. (2010). Análisis lineal de la interacción losa-pilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo. *Hormigón y Acero*, 61 (255), 51-72.

Aparicio García, J. (2013). *Patente nº P201300915*. España.

Arai, M. (1979). *Patente nº JP 91356*. Japón.

Arenas, J., & Aparicio, A. (1984). *Estribos de puente de tramo recto*. (E. Santander, Ed.)



Arsoy, S., Barker, R. M., & Duncan, J. M. (2002). *Experimental and analytical investigations of piles and abutments of integral bridges*. Virginia Polytechnic Institute and State University, Department of Civil and Environmental Engineering.

ATC [Asociación Técnica de Carreteras]. (2003). *Juntas para puentes de carreteras. Consideraciones prácticas*. (ATC, Ed.)

AUSTROADS. (1996). *Australian Bridge Design Code*.

Bernabéu Larena, J. (2004). Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa. *Tesis*. España, Universidad Politécnica de Madrid.

Bone, J. M. (1986). *Patente nº US 4,572,702*. Estados Unidos.

Bradford, P. (2008). *Patente nº US 2008/0148499 A1*. Estados Unidos.

Bradford, P. (2010). *Patente nº US 2010/0281807 A1*.

Briaud, J., James, R., & Hoffman, S. (1997). *Settlement of Bridge Approaches*. HCHRP, Transportation Research Board, Washington D.C.

Brinckerhoff, p. (1992). Bridge Inspection and Rehabilitation: A practical guide. En F. Guzaltan. N.Y.: John Wiley & Sons.

British Standards Institute. (2008). Norma. *Design manual for roads and bridges. Design for Durability, Volumen 1 (Sección 3 parte 8)*. London.

British Standards Institute. The Stationery Office. (1996). The Design of Integral Bridges. Design Manual for Roads and Bridges. *Norma, 1.2.12*. Londres.

Caicedo, J. M., Wieger, G., Ziehl, P., & Rizos, D. (2011). *Simplifying Bridge Expansion Joint Design and Maintenance*. Department of Civil and Environmental Engineering University of South Carolina.

Calzada, J. d. (13 de Julio de 2009). <http://www.freyssinet.es>. Recuperado el 29 de septiembre de 2015, de <http://www.freyssinet.es/wp/wp/wp-content/uploads/2009/07/13-0901-ca-001-juntas.pdf>

Cathey, J. R., & Baker, D. W. (1992). *Patente nº US 5.190.395*. Estados Unidos.

Ceintrey, M., & Kerjegu, A. d. (1980). *Patente nº FR 7921124*. Francia.

CEN [European Committee for Standardization]. (2003). *Eurocode 1: General actions - Part 1-5: Thermal actions*. Bruselas, Bélgica.

CEN [European Committee for Standardization]. (2005). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges*. Bruselas, Bélgica.



Chang, L.-M., & Lee, Y.-J. (2001). *Evaluation and policy for bridge deck expansion joints*. Indiana Department of Transportation; Federal Highway Administration, School of Civil Engineering Purdue University.

Chiles, S. (2014). Selection of state highway bridge expansion joints in noise sensitive areas. Melbourne.

Clark, J. R., & Wade, P. J. (1986). *Patente nº UK 8221352*. Reino Unido.

(2013). *Patente nº CN 203855876 U*. China.

(2010). *Patente nº CN101892635B*.

(2012). *Patente nº CN102704388A*. China.

(2010). *Patente nº CN201924249U*.

(2010). *Patente nº CN201924249U*. China.

(2013). *Patente nº CN203383116U*. China.

(2013). *Patente nº CN203393609U*. China.

(2013). *Patente nº CN203393609U*. China.

(2014). *Patente nº CN203716051U*. China.

(2014). *Patente nº CN203855880U*. China.

(2014). *Patente nº CN204185754U*. China.

(2015). *Patente nº CN204370297U*. China.

(2003). *Patente nº CN2627053Y*.

Collin, P., Veljkovic, M., & Pétursson, H. (2006). *International Workshop on the Bridges with Integral Abutments*. Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering.

Connal, J. (2004). Integral Abutment Bridges – Australian and US Practice. *Austrroads 5th Bridge Conference*. Hobart, Tasmania.

Corres Peiretti, G. A. (2000). Estructura de edificación, postesada y sin juntas. Una apuesta de futuro. *Hormigón y Acero* (218), 3-28.

Corres Peiretti, H., Ezeberry Parrotta, J. I., Berecibar Oregui, A., & Pérez Caldentey, A. (2012). Auscultación de efectos térmicos en un puente losa de hormigón y



comparación con los criterios propuestos por el EC1. *Hormigón y acero* , 63 (265), 67-82.

Coselli, C. J., Griffith, E. M., Ryan, J. L., Bayrak, O., Jirsa, J. O., Breen, J. E., y otros. (2006). *Bridge Slab Behavior at Expansion Joints*. The University of Texas at Austin, Center for Transportation Research.

David, T. K., Forth, J. P., & Ye, a. J. (Junio de 2014). Superstructure Behavior of a Stub-Type Integral Abutment Bridge. *JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING* .

Delaware Department of Transportation. (2005). Rehabilitation of Existing Bridges. En *DelDOT Bridge Design Manual* (págs. 9-1 a 9-56). Estado de Delaware, Estados Unidos de América.

Dicleli, M., & Yalcin, O. F. (2014). Critical Truck Loading Pattern to Maximize Live Load Effects in Skewed Integral Bridges. *Structural Engineering International* (2), 265-274.

Dornsife, R. J. (2000). *Bridge Engineering Handbook. Chapter 25*. Wai-Fah Chen and Lian Duan.

Dreier, D. (2008). Influence of soil-structure interaction on structural behaviour of integral bridge piers. *7th fib PhD Symposium*. Stuttgart, Germany.

Dreier, D. (2010). Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux. *Tesis* . Suiza, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Emmons, P. H., & Sordyl, D. J. (2006). The State of the Concrete Repair Industry, and a Vision for its Future. *Concrete Repair Bulletin* .

England G, T. N. (2000). *Integral Bridges, a Fundamental Approach to the Time-Temperature Loading Problem*.

EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 1 General*. UE.

EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 3: Flexible plug expansion joints*. UE.

EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 4: Noising expansion joints*. UE.

EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 5: Mat expansion joints*. EU.

EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 6: Cantilever expansion joints*. UE.



EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 7: Modular expansion joints*. UE.

EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 7: Supported expansion joints*. UE.

EOTA [European Organisation for Technical Approvals]. (2013). *ETAG N°32. Expansion joints for road bridges. Part 2: Buried expansion joints*. EU.

European Commission. Directorate General Research. (2004). *COST 345. Procedures Required for Assessing Highway Structures. Working Group 1 Report on current stock of highway structures in European countries, the cost of their replacement and the annual costs of maintaining, repairing and renewing them*.

European Commission. Directorate General Research. (2004). *COST 345. Procedures Required for Assessing Highway Structures. Working Group 6 Report on remedial measures for highway structures*.

Ezeberri Parrotta, J. I. (2011). Comportamiento teórico de elementos de hormigón estructural en condiciones de servicio sometidos a acciones exteriores y deformaciones impuestas. *Trabajo de suficiencia investigadora*. España, Universidad Politécnica de Madrid.

Fernández Ruiz, M. (2003). Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero. *Tesis*. España, Universidad Politécnica de Madrid.

FHWA [Federal Highway Administration]. (2012). *Substructure Design*. U.S. Department of Transportation.

Ficher, A. C. (1939). *Patente n° US 2,161,225*. Estados Unidos.

Fk., K., Evans, R., Cohen, E., & Roll, F. (1983). Handbook of Structural Concrete, edited by Fk. Kong, R.H. Evans, E. Cohen, F. Roll. En A. Liebenberg. London, UK: Pitman Books.

Galbreath, R. N. (1984). *Patente n° US 4,447,172*. Estados Unidos.

Gherardi, M. (2010). *Ponti Integrali. Tesi di laurea*. Milan, Italia: Politecnico Di Milano.

González Serrano, A. (1991). Construcción de un aparcamiento subterráneo, de 306 m de longitud, sin juntas de dilatación, en Palma de Mallorca. *Hormigón y acero* (178), 135-140.

Hassiotis, S., Khodair, Y., Roman, E., & Dehne, Y. (2006). *Evaluation of integral abutments*. New Jersey Department of Transportation.



Herrero, J. (2013). Enfoque internacional del diseño de puentes frente a acciones horizontales. En ACHE (Ed.), *Jornada Técnica de ACHE*. Madrid.

Heyman, J. (1995). *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*. Madrid: CEDEX [Centro de Estudios y Experimentación de Estructuras].

Hoff, H. (1958). *Beobachtungen über den Bauschinger-Effekt an weichen und mittelharten Stählen*. Düsseldorf: Stahleisen.

Hoppe, E. J. (1999). *GUIDELINES FOR THE USE, DESIGN, AND CONSTRUCTION OF BRIDGE APPROACH SLABS*. Virginia Transportation Research Council, Virginia Department of Transportation and the University of Virginia.

IECA [Instituto español del cemento y sus aplicaciones]. (1995). *Pliego de prescripciones técnicas para pavimento de hormigón*.

Kalayci, E., Civjan, S. A., Breña, S. F., & Allen, C. A. (2011). Load Testing and Modeling of Two Integral Abutment Bridges in Vermont, US. *Structural Engineering International* (2), 181-188.

Kraemer, C., & del Val, M. (2004). *Firmes y pavimentos*. McGraw-Hill / Interamericana De España.

LEBET, & BADOUX. (1987). Variations de température dans les ponts. *Ingénieurs et architectes suisses* (7), 92-94.

León González, J., Corres Peiretti, H., Martínez Arribas, R. A., Segura Pérez, P., & Ley Urzáiz, J. (2014). Supresión de juntas en puentes existentes. Solución mediante bloqueo. En ACHE (Ed.), *Congreso ACHE*. Madrid.

Leonhardt, F. (1979). *Estructuras de hormigón armado. Tomo IV. Bases para la construcción de puentes monolíticos*. Buenos Aires: El Ateneo Editorial.

Lock, R. J. (2002). *Integral Bridge Abutments*. CUED/D-SOILS/TR320, Arup.

Long, J., Olson, S., Stark, T., & Samara, E. (1998). *Differential Movement at Embankment - Bridge Structure Interface in Illinois*. Washington D.C.: Transportation Research Board.

Loock, G. V., & Overbeke, R. V. (1971). *Patente nº US3702093*. Estados Unidos.

López, Á., & Guilón, M. (1988). Criterios de dimensionamiento para losas de continuidad de tableros de vigas prefabricadas para puentes de carretera. *Hormigón y Acero* (167), 61-86.

Martin P. Burke, J. (SUMMER/FALL de 1993). Why Integral Bridges? *STEEL BRIDGES* .



Millanes Mato, F., Bordó Bujalance, E., Martín Suárez, J., & Mansilla Domínguez, J. L. (2013). Viaducto de Archidona (L.A.V. Antequera-Granada), 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación. *Hormigón y Acero*, 64 (270), 7-34.

Ministerio de Fomento. (2000). *Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras*.

Ministerio de Fomento. (2012). *Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado*.

Ministerio de Fomento. (2008). *Instrucción de Hormigón Estructural*.

Ministerio de Fomento. (2011). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*.

Ministerio de Fomento. (1992). *Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso*.

Mirambell, E. (1987). Criterios de diseño en puentes de hormigón frente a la acción térmica. *Tesis doctoral*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Catalunya, ETS d'Enginyers de Camins.

Mirambell, E., Aguado, A., & Aparicio, A. C. (1988). Movimientos térmicos de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la Península Ibérica. *Hormigón y Acero* (168), 9-22.

Mitoulis, S. A., & Tegos, I. A. (2011). Two New Earthquake Resistant Integral Abutments for Medium to Long Span Bridges. *Structural Engineering International* (2), 157-161.

Mitoulis, S. A., Tegos, I. A., & Tsitotas, M. A. (2012). *Integral abutments configurations for Arathos-Peristeri Bridge (Bridge T5, Length 240.0m) of Egnatia Highway*.

Morera, J. M. (1988). Deterioros aparecidos en las estructuras de la autopista Villalba-Adanero. *Hormigón y Acero* (169), 93-99.

National Cooperative Highway Research Program. SYNTHESIS 319. (2003). *Bridge Deck Joint Performance. A Synthesis of Highway Practice*. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD OF THE NATIONAL ACADEMIES.

Navareño Rojo, Á. (2012). Conservación de aparatos de apoyo, juntas y drenaje en puentes. *RUTAS 148 Enero-Febrero*, 47-53.

NCPP [National Center for Pavement Preservation]. (28 de Agosto de 2015). www.pavementpreservation.org. Recuperado el 28 de Agosto de 2015, de



<https://www.pavementpreservation.org/wp-content/uploads/presentations/Buxton%20Joint%20Presentation.pdf>

NDOT [Nevada Department of Transportation]. (2010). *Standard Plans for Road and Bridge Construction*. Estado de Nevada, Estado Unidos de América.

Nevada Department of Transportation. Structures Division. (2008). *NDOT Structure Manual*.

New York State Thruway Authority. (2010). JOINTS. En P. E. Provost, J. Wagner, J. Savoie, A. Sanobari, P. M. Cubello, B. Muscanell, y otros, & P. E. Provost (Ed.), *Thruway Structures Design Manual* (4ª ed.). Nueva York.

New York State Thruway Authority. (2010). SUBSTRUCTURES. En P. E. Provost, J. Wagner, J. Savoie, A. Sanobari, P. M. Cubello, B. Muscanell, y otros, & P. E. Provost (Ed.), *Thruway Structures Design Manual* (4ª ed.). Nueva York.

Nilsson, M., Husson, W., Petursson, H., Veljkovic, M., & Collin, P. (2007). Monitoring of a bridge with integral abutment. *In IABSE Symposium Report., 93*, págs. 41-48.

OFROU [Office fédéral des routes]. (2009). *A9 Vennes-Vileneuve Mesures anticipées*. Berna, Suiza.

OFROU [Office fédéral des routes]. (2010). *Détails de construction de ponts : directives*. Berna, Suiza.

OFROU [Office fédéral des routes]. (2005). *Joints de chaussée en bitume-polymère*. Berna, Suiza.

Ortega Cornejo, M., Millanes Mato, F., & Mansilla Domínguez, J. L. (2013). Variación uniforme de la temperatura en puentes. Comparación de los resultados de la instrumentación de tableros con la normativa española y el Eurocódigo de acciones térmicas. *Hormigón y Acero*, 64 (270), 35-54.

Ortega y Gasset, J. (2004). *Meditaciones del Quijote*.

Pacheco Monteagudo, J. (2005). Estudio de la problemática estructural de las losas de transición. Interacción losa estructura. *Tesis*. España: Universidad Politécnica de Madrid.

Park, Y. H. (2009). *Patente nº WO 2009139536 A1*. Corea del Sur.

Peterson, C. M., & Lymburner, F. M. (1981). *Patente nº US 4,279,533*.



Petschke, T. (2010). Estudio analítico y experimental de los efectos de las deformaciones impuestas en las estructuras integrales. Monitorización de estructuras reales y contrastaciones teóricas. Tesis . España, Universidad Politécnica de Madrid.

Pötzl, M. S. (1999). *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*.

Queen Island Government. Department of Transport and Main Roads. (2014). *Transport and Main Roads Specifications MRTS82A Finger Type Bridge Deck Expansion Joints*.

Rankine, W. (1857). *On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London*.

Reza, F. (2013). *Learning from Other States' Options for Bridge Expansion Joints*. MDOT [Minnesota Department of Transportation Research Services], OFFICE OF POLICY ANALYSIS, RESEARCH & INNOVATION. Minnesota State University.

Roeder, C. W. (2002). *Thermal Movement Design Procedure for Steel and Concrete Bridges. National Cooperative Highway Research Program NCHRP 20-07/106*.

SETRA. (1984). *Dalles de transition des ponts routes. Technique et realisation*. Direction des Routes. Ministere del'Urbanisme, du Logement et des Transports.

SIA [Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes]. (2003). *Actions sur les structures porteuses*. Zurich, Suiza.

Spuler, T., Meng, N., Hoffmann, S., & Mense, P. (2012). *Patente nº DE102012023129B3*. Alemania.

Standing Committee on Structural Engineering of the Federal Construction Council Building Research Advisory Board Division of Engineering. (1974). *Expansion joints in buildings. Technical report nº 65*.

State of Queensland (Department of Transport and Main Roads). (2009). *Modular Bridge Expansion Joints*.

State of Queensland (Department of Transport and Main Roads). (2014). *Technical Specification, MRTS82A Finger Type Bridge Deck Expansion Joints*.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1999). *Soil Mechanics in Engineering Practice*.

THA [The Highways Agency]. (2003). The design of integral bridges. En *Design Manual for Roads and Bridges* (Vol. 1).

Thanoon, W. A., Abdulrazeg, A. A., Noorzaei, J., Jaafar, M. S., & Kohnehpooshi, O. (2011). Soil Structure Interaction for Integral Abutment Bridge Using Spring Analogy Approach. *Conferences Series: Materials Science and Engineering*. 17. IOP Publishing.



Tonjes, B. d. (1970). *Patente nº 7004773*. Netherlands.

Torrico Liz, J. (2005). *Puentes integrales*. FECHOR.

U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. (2011). *Bridge Preservation Guide. Maintaining a State of Good Repair Using Cost Effective Investment Strategies*.

Uffner, W. E. (1983). *Patente nº US 4,403,067*. Estados Unidos.

Uffner, W. E., & White, R. N. (1985). *Patente nº US 4,518,741*. Estados Unidos.

Uffner, W. E., White, R. N., & Edward R, H. (1985). *Patente nº US 4,537,921*. Estados Unidos.

Watson Bowman Acme. BASF. (2008). <https://wbacorp.com>. Recuperado el 28 de Septiembre de 2015, de <https://wbacorp.com/public/userfiles/files/BridgeMaintenanceBrochure-webopt.pdf>

Watson, S. C. (1975). *Patente nº US 4080086*. Estados Unidos.

Wong, H., & Small, J. (Julio-Agosto de 1994). Effect of orientation of approach slabs on pavement deformation. *Journal of Transportation Engineering. ASCE*.



INDICE DE TABLAS

TABLA 1: PROCESO DE ADAPTACIÓN DE UN PERFIL A UNA METODOLOGÍA	27
TABLA 2: PROCESO DE ADAPTACIÓN DE UNA METODOLOGÍA A UN PERFIL	28
TABLA 3: PERFILES POSIBLES DE UN SOLO DOCTORANDO	28
TABLA 4: EJEMPLO DE HOJA DE CÁLCULO. ELABORACIÓN PROPIA	33
TABLA 5: FUNCIONES DE UNA JUNTA DE CALZADA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003), (ACHE [ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL], 2011), (CAICEDO, WIEGER, ZIEHL, & RIZOS, 2011) Y (DORNSIFE, 2000)	47
TABLA 6: TIPOS DE JUNTA CALZADA. NOMENCLATURA ANGLOSAJONA-ESPAÑOLA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (CAICEDO, WIEGER, ZIEHL, & RIZOS, 2011), (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008) Y (DORNSIFE, 2000).....	49
TABLA 7: TIPOLOGÍA DE JUNTAS DE CALZADA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE ACHE (ACHE [ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL], 2011) Y (MINISTERIO DE FOMENTO, 2011)	51
TABLA 8: PROBLEMÁTICA DE LAS ESTRUCTURAS INTEGRALES. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	88
TABLA 9: LONGITUDES Y ESVAJES EN FUNCIÓN DE LA GEOGRAFÍA. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000) .89	
TABLA 10: TABLA RESUMEN DE ESPECIFICACIONES. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 43)	107
TABLA 11: CARRERAS DE JUNTAS EN LA DIRECCIÓN DEL EJE DE LA ESTRUCTURA. RANGO MÁXIMO DE UTILIZACIÓN DE CADA TIPOLOGÍA. ATC 2003.....	108
TABLA 12: DESPLAZAMIENTO RELATIVO VERTICAL ENTRE LABIOS DE JUNTA. RANGO MÁXIMO DE UTILIZACIÓN DE CADA TIPOLOGÍA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	109
TABLA 13: ESVAJE MÁXIMO PERMITIDO DE JUNTA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	111
TABLA 14: COSTE RELATIVO DE INSTALACIÓN, MANTENIMIENTO Y SUSTITUCIÓN DE JUNTA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	113
TABLA 15: CLASIFICACIÓN RELATIVA DE LA IMPERMEABILIDAD DE CADA TIPO DE JUNTA. ATC 2003...114	
TABLA 16: CLASIFICACIÓN RELATIVA DEL NIVEL DE RUIDO DE CADA TIPO DE JUNTA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (CHILES, 2014) S/D INDICA SIN DATOS. EL RUIDO DE JUNTAS DE EXPANSIÓN DE PUENTES SEMI-INTEGRALES SE ASIMILA A LA JUNTA SELLADA CON MATERIAL ELASTOMÉRICO. LA JUNTA DE PUENTES INTEGRALES SE HA SUPUESTO UNA JUNTA DE AIRE, LO QUE IMPLICA AUSENCIA DE JUNTA POR CARRERAS INFERIORES A 25 MM.....	115
TABLA 17: CLASIFICACIÓN RELATIVA DEL NIVEL DE RUIDO DE CADA TIPO DE JUNTA. (CHILES, 2014)....116	
TABLA 18: CLASIFICACIÓN RELATIVA DE LA VIDA ÚTIL DE CADA TIPO DE JUNTA Y OBTENCIÓN DEL NÚMERO DE JUNTAS NECESARIAS DURANTE LOS 100 AÑOS DE VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003).....	117
TABLA 19: CLASIFICACIÓN RELATIVA EN FUNCIÓN DEL TIPO DE TRÁFICO SOPORTADO DE CADA TIPO DE JUNTA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	118
TABLA 20: CLASIFICACIÓN RELATIVA EN FUNCIÓN DEL ANCHO DE OCUPACIÓN EN PLANTA DE CADA TIPO DE JUNTA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	119
TABLA 21: CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE TABLERO DE PUENTE Y DEL MATERIAL QUE LO CONSTITUYE. (EUROPEAN COMMINNION. DIRECTORATE GENERAL RESEARCH, 2004)	120



TABLA 22: DISTRIBUCIÓN DE LA EDAD DEL PUENTE. EUROPEAN (EUROPEAN COMMINNION. DIRECTORATE GENERAL RESEARCH, 2004).....	121
TABLA 23: RANKING DE PROBLEMAS EN JUNTAS DE EXPANSIÓN NORTEAMERICANAS (CHANG & LEE, 2001).....	133
TABLA 24: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS JUNTAS DE CALZADA (1).(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003) . EN CURSIVA COPIAS LITERALES DE LA REFERENCIA.	134
TABLA 25: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS JUNTAS DE CALZADA (1).(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003) EN CURSIVA COPIAS LITERALES DE LA REFERENCIA.	135
TABLA 26: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	149
TABLA 27: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	151
TABLA 28: ESTIMACIÓN DE CARGAS POR EFECTOS TÉRMICOS PERMITIDAS POR NEOPRENOS CONVENCIONALES.	155
TABLA 29: CÁLCULO APROXIMADO DE LOSA DE TRANSICIÓN COMO LOSA TRABAJANDO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE. GEOMETRÍA (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	164
TABLA 30: CÁLCULO DE LOSA DE TRANSICIÓN COMO LOSA TRABAJANDO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE. GEOMETRÍA (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	165
TABLA 31: APROXIMACIÓN A LAS DEFORMACIONES HIGROMÉTRICAS Y DE PRETENSADO EN MM/METRO DE PUENTE. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA (GUÍA PARA LA CONCEPCIÓN DE PUENTES INTEGRALES EN CARRETERAS, 2000)	176
TABLA 32: RETRACCIÓN. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (EHE-08, 2008)	177
TABLA 33: FLUENCIA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (EHE-08, 2008)	178
TABLA 34: DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LOS DESPLAZAMIENTOS TÉRMICOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA UNA ESTRUCTURA SITA EN LEÓN. ESPAÑA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (MINISTERIO DE FOMENTO, 2011, PÁGS. 45-52)	182
TABLA 35: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°C] DE DISEÑO; EXPERIENCIA AUSTRALIANA. (AUSTROADS, 1996).....	182
TABLA 36: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°F] DE DISEÑO; EXPERIENCIA ESTADOUNIDENSE.(AASHATO [AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS], 2012, PÁGS. 3-134).....	183
TABLA 37: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°C] DE DISEÑO; EXPERIENCIA SUIZA. (SIA [SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES], 2003)	183
TABLA 38: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°C] DE DISEÑO; EXPERIENCIA EUROPEA. (CEN [EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION], 2003)	183
TABLA 39: ACCIÓN TÉRMICA SOBRE TABLERO SEGÚN LA NORMA SUIZA(SIA [SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES], 2003), LA ESTADOUNIDENSE(AASHATO [AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS], 2012), LA AUSTRALIANA(AUSTROADS, 1996) Y EL EUROCÓDIGO (CEN [EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION], 2003).....	184
TABLA 40: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN SUIZA A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO Y SUPONIENDO UNA TEMPERATURA UNIFORME MEDIA DE 15°C.....	184
TABLA 41: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN AUSTRALIA A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO.....	184
TABLA 42: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN USA PARA CLIMA MODERADO A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO	184



TABLA 43: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN USA PARA CLIMA MODERADO A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO	185
TABLA 44: ESTIMACIÓN DE LA FUERZA CARACTERÍSTICA DE FRENADO DE UN PUENTE DE LONGITUD DE TABLERO DE 200 M; DENTRO DEL ÁMBITO DEL ESTUDIO.....	187
TABLA 45: ESTIMACIÓN DE LA FUERZA Y TENSIONES RASANTES ENTRE PAVIMENTO Y CARA DE LA LOSA ACORDEÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2011).....	188
TABLA 46: ESTIMACIÓN DE LA FUERZA CARACTERÍSTICA CENTRÍFUGA DE UN PUENTE DE LONGITUD DE TABLERO DE 200 M; DENTRO DEL ÁMBITO DEL ESTUDIO A REPARTIR ENTRE LOS PUNTOS DE APOYO.....	188
TABLA 47: ESTIMACIÓN DE LAS FUERZAS CARACTERÍSTICAS POR VIENTO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE UN PUENTE DE LONGITUD DE TABLERO DE 200 M Y 12 M DE ANCHO; DENTRO DEL ÁMBITO DEL ESTUDIO.	189
TABLA 48: DIMENSIONAMIENTO DE LA MÍNIMA LONGITUD DE LA LOSA DE LA JIE POR EFECTO DE LA MÁXIMA CONTRACCIÓN.....	193
TABLA 49: MÍNIMA SEPARACIÓN ENTRE FISURAS S_M POSIBLE EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD DE ANCLAJE. $M=15$ PARA HA-25. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	194
TABLA 50: PREDIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN JIE. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	195
TABLA 51: PREDIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN JIE. GEOMETRÍA DE LA LOSA Y DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN.....	196
TABLA 52: DIMENSIONAMIENTO DEL MACIZO DE ANCLAJE. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA NORMATIVA EUROPEA.	198
TABLA 53: OBTENCIÓN DE MÓDULO DE BALASTO PARA EXPLANADA CON TERRENO COHESIVO PARA UNAS DIMENSIONES APROXIMADAS DE MACIZO DE ANCLAJE.....	199
TABLA 54: OBTENCIÓN DE MÓDULO DE BALASTO PARA EXPLANADA CON TERRENO GRANULAR PARA UNAS DIMENSIONES APROXIMADAS DE MACIZO DE ANCLAJE.....	200
TABLA 55: COEFICIENTES K_{30} APROXIMADOS EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO PARA LA APROXIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO DE EXPLANADA. (TERZAGHI, PECK, & MESRI, 1999)	200
TABLA 56: DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA-MACIZO EN PROLONGACIÓN RECTA A LA LOSA ACORDEÓN.	201
TABLA 57: DIMENSIONAMIENTO DEL MACIZO DE ANCLAJE EN EXTREMO DE LOSA ACORDEÓN.....	202
TABLA 58: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA JIE. DESCRIPCIÓN DE TAREAS Y MAQUINARIA. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS ANDALUCES S.A.....	219
TABLA 59: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA JIE. MATERIALES. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS ANDALUCES S.A.	220
TABLA 60: PEM. SOLUCIÓN JIE DE NUEVA IMPLANTACIÓN (T=45 AÑOS).....	221
TABLA 61: PEM SOLUCIÓN JIE PARA REHABILITACIÓN (T=45 AÑOS).....	221
TABLA 62: PEM SOLUCIÓN JUNTA TRADICIONAL DE NUEVA IMPLANTACIÓN (T=15 AÑOS)	222
TABLA 63: PEM SOLUCIÓN JUNTA TRADICIONAL RENOVACIÓN (T=5 AÑOS)	222
TABLA 64: ESTUDIO COMPARATIVO A LARGO PLAZO.....	223
TABLA 65: MATERIALES EN LOSA ACORDEÓN.....	232
TABLA 66: MATERIALES EN PAVIMENTO.....	232
TABLA 67: MATERIALES EN APOYO DE LOSA ACORDEÓN.....	234
TABLA 68: OTROS MATERIALES DEFINIDOS EN EL PROYECTO NECESARIOS PARA EL ENSAYO.....	235
TABLA 69: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS REALES DEL ACERO UTILIZADO	254
TABLA 70: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS REALES DEL HORMIGÓN UTILIZADO	255
TABLA 71: DIMENSIONAMIENTO DEL NUEVO MATERIAL PARA EL ARMADO LONGITUDINAL.	277



TABLA 1: PROCESO DE ADAPTACIÓN DE UN PERFIL A UNA METODOLOGÍA	27
TABLA 2: PROCESO DE ADAPTACIÓN DE UNA METODOLOGÍA A UN PERFIL	28
TABLA 3: PERFILES POSIBLES DE UN SOLO DOCTORANDO	28
TABLA 4: EJEMPLO DE HOJA DE CÁLCULO. ELABORACIÓN PROPIA	33
TABLA 5: FUNCIONES DE UNA JUNTA DE CALZADA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003), (ACHE [ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL], 2011), (CAICEDO, WIEGER, ZIEHL, & RIZOS, 2011) Y (DORNSIFE, 2000)	47
TABLA 6: TIPOS DE JUNTA CALZADA. NOMENCLATURA ANGLOSAJONA-ESPAÑOLA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (CAICEDO, WIEGER, ZIEHL, & RIZOS, 2011), (WATSON BOWMAN ACME. BASF, 2008) Y (DORNSIFE, 2000).....	49
TABLA 7: TIPOLOGÍA DE JUNTAS DE CALZADA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE ACHE (ACHE [ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL], 2011) Y (MINISTERIO DE FOMENTO, 2011)	51
TABLA 8: PROBLEMÁTICA DE LAS ESTRUCTURAS INTEGRALES. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	88
TABLA 9: LONGITUDES Y ESVAJES EN FUNCIÓN DE LA GEOGRAFÍA. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000) .	89
TABLA 10: TABLA RESUMEN DE ESPECIFICACIONES. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003, PÁG. 43)	107
TABLA 11: CARRERAS DE JUNTAS EN LA DIRECCIÓN DEL EJE DE LA ESTRUCTURA. RANGO MÁXIMO DE UTILIZACIÓN DE CADA TIPOLOGÍA. ATC 2003.....	108
TABLA 12: DESPLAZAMIENTO RELATIVO VERTICAL ENTRE LABIOS DE JUNTA. RANGO MÁXIMO DE UTILIZACIÓN DE CADA TIPOLOGÍA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	109
TABLA 13: ESVAJE MÁXIMO PERMITIDO DE JUNTA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	111
TABLA 14: COSTE RELATIVO DE INSTALACIÓN, MANTENIMIENTO Y SUSTITUCIÓN DE JUNTA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	113
TABLA 15: CLASIFICACIÓN RELATIVA DE LA IMPERMEABILIDAD DE CADA TIPO DE JUNTA. ATC 2003....	114
TABLA 16: CLASIFICACIÓN RELATIVA DEL NIVEL DE RUIDO DE CADA TIPO DE JUNTA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (CHILES, 2014) S/D INDICA SIN DATOS. EL RUIDO DE JUNTAS DE EXPANSIÓN DE PUENTES SEMI-INTEGRALES SE ASIMILA A LA JUNTA SELLADA CON MATERIAL ELASTOMÉRICO. LA JUNTA DE PUENTES INTEGRALES SE HA SUPUESTO UNA JUNTA DE AIRE, LO QUE IMPLICA AUSENCIA DE JUNTA POR CARRERAS INFERIORES A 25 MM.....	115
TABLA 17: CLASIFICACIÓN RELATIVA DEL NIVEL DE RUIDO DE CADA TIPO DE JUNTA. (CHILES, 2014)....	116
TABLA 18: CLASIFICACIÓN RELATIVA DE LA VIDA ÚTIL DE CADA TIPO DE JUNTA Y OBTENCIÓN DEL NÚMERO DE JUNTAS NECESARIAS DURANTE LOS 100 AÑOS DE VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA. (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003).....	117
TABLA 19: CLASIFICACIÓN RELATIVA EN FUNCIÓN DEL TIPO DE TRÁFICO SOPORTADO DE CADA TIPO DE JUNTA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	118
TABLA 20: CLASIFICACIÓN RELATIVA EN FUNCIÓN DEL ANCHO DE OCUPACIÓN EN PLANTA DE CADA TIPO DE JUNTA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003)	119
TABLA 21: CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE TABLERO DE PUENTE Y DEL MATERIAL QUE LO CONSTITUYE. (EUROPEAN COMMINNION. DIRECTORATE GENERAL RESEARCH, 2004)	120
TABLA 22: DISTRIBUCIÓN DE LA EDAD DEL PUENTE. EUROPEAN (EUROPEAN COMMINNION. DIRECTORATE GENERAL RESEARCH, 2004).....	121
TABLA 23: RANKING DE PROBLEMAS EN JUNTAS DE EXPANSIÓN NORTEAMERICANAS (CHANG & LEE, 2001)	133



TABLA 24: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS JUNTAS DE CALZADA (1).(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003) . EN CURSIVA COPIAS LITERALES DE LA REFERENCIA.	134
TABLA 25: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS JUNTAS DE CALZADA (1).(ATC [ASOCIACIÓN TÉCNICA DE CARRETERAS], 2003) EN CURSIVA COPIAS LITERALES DE LA REFERENCIA.	135
TABLA 26: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	149
TABLA 27: CAUSAS Y POSIBLES SOLUCIONES A LAS PATOLOGÍAS ASOCIADAS A LAS LOSAS DE TRANSICIÓN	151
TABLA 28: ESTIMACIÓN DE CARGAS POR EFECTOS TÉRMICOS PERMITIDAS POR NEOPRENOS CONVENCIONALES.	155
TABLA 29: CÁLCULO APROXIMADO DE LOSA DE TRANSICIÓN COMO LOSA TRABAJANDO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE. GEOMETRÍA (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	164
TABLA 30: CÁLCULO DE LOSA DE TRANSICIÓN COMO LOSA TRABAJANDO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL DEL PUENTE. GEOMETRÍA (MINISTERIO DE FOMENTO, 2000)	165
TABLA 31: APROXIMACIÓN A LAS DEFORMACIONES HIGROMÉTRICAS Y DE PRETENSADO EN MM/METRO DE PUENTE. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA (GUÍA PARA LA CONCEPCIÓN DE PUENTES INTEGRALES EN CARRETERAS, 2000)	176
TABLA 32: RETRACCIÓN. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (EHE-08, 2008)	177
TABLA 33: FLUENCIA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (EHE-08, 2008)	178
TABLA 34: DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LOS DESPLAZAMIENTOS TÉRMICOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS PARA UNA ESTRUCTURA SITA EN LEÓN. ESPAÑA. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE (MINISTERIO DE FOMENTO, 2011, PÁGS. 45-52)	182
TABLA 35: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°C] DE DISEÑO; EXPERIENCIA AUSTRALIANA. (AUSTRROADS, 1996)	182
TABLA 36: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°F] DE DISEÑO; EXPERIENCIA ESTADOUNIDENSE.(AASHATO [AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS], 2012, PÁGS. 3-134)	183
TABLA 37: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°C] DE DISEÑO; EXPERIENCIA SUIZA. (SIA [SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES], 2003)	183
TABLA 38: RANGO DE VARIACIÓN TÉRMICA [°C] DE DISEÑO; EXPERIENCIA EUROPEA. (CEN [EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION], 2003)	183
TABLA 39: ACCIÓN TÉRMICA SOBRE TABLERO SEGÚN LA NORMA SUIZA(SIA [SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES], 2003), LA ESTADOUNIDENSE(AASHATO [AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS], 2012), LA AUSTRALIANA(AUSTRROADS, 1996) Y EL EUROCÓDIGO (CEN [EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION], 2003).....	184
TABLA 40: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN SUIZA A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO Y SUPONIENDO UNA TEMPERATURA UNIFORME MEDIA DE 15°C	184
TABLA 41: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN AUSTRALIA A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO	184
TABLA 42: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN USA PARA CLIMA MODERADO A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO	184
TABLA 43: OBTENCIÓN DE $T_{MÍN,P}$ Y $T_{MÁX,P}$ EN USA PARA CLIMA MODERADO A PARTIR DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO	185
TABLA 44: ESTIMACIÓN DE LA FUERZA CARACTERÍSTICA DE FRENADO DE UN PUENTE DE LONGITUD DE TABLERO DE 200 M; DENTRO DEL ÁMBITO DEL ESTUDIO.	187



TABLA 45: ESTIMACIÓN DE LA FUERZA Y TENSIONES RASANTES ENTRE PAVIMENTO Y CARA DE LA LOSA ACORDEÓN. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2011).....	188
TABLA 46: ESTIMACIÓN DE LA FUERZA CARACTERÍSTICA CENTRÍFUGA DE UN PUENTE DE LONGITUD DE TABLERO DE 200 M; DENTRO DEL ÁMBITO DEL ESTUDIO A REPARTIR ENTRE LOS PUNTOS DE APOYO.....	188
TABLA 47: ESTIMACIÓN DE LAS FUERZAS CARACTERÍSTICAS POR VIENTO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE UN PUENTE DE LONGITUD DE TABLERO DE 200 M Y 12 M DE ANCHO; DENTRO DEL ÁMBITO DEL ESTUDIO.....	189
TABLA 48: DIMENSIONAMIENTO DE LA MÍNIMA LONGITUD DE LA LOSA DE LA JIE POR EFECTO DE LA MÁXIMA CONTRACCIÓN.....	193
TABLA 49: MÍNIMA SEPARACIÓN ENTRE FISURAS S_M POSIBLE EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD DE ANCLAJE. $M=15$ PARA HA-25. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2008)	194
TABLA 50: PREDIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN JIE. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	195
TABLA 51: PREDIMENSIONAMIENTO DEL ARMADO DE LA LOSA DE TRANSICIÓN JIE. GEOMETRÍA DE LA LOSA Y DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN.....	196
TABLA 52: DIMENSIONAMIENTO DEL MACIZO DE ANCLAJE. ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA NORMATIVA EUROPEA.....	198
TABLA 53: OBTENCIÓN DE MÓDULO DE BALASTO PARA EXPLANADA CON TERRENO COHESIVO PARA UNAS DIMENSIONES APROXIMADAS DE MACIZO DE ANCLAJE.....	199
TABLA 54: OBTENCIÓN DE MÓDULO DE BALASTO PARA EXPLANADA CON TERRENO GRANULAR PARA UNAS DIMENSIONES APROXIMADAS DE MACIZO DE ANCLAJE.....	200
TABLA 55: COEFICIENTES K_{30} APROXIMADOS EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO PARA LA APROXIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO DE EXPLANADA. (TERZAGHI, PECK, & MESRI, 1999)	200
TABLA 56: DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA-MACIZO EN PROLONGACIÓN RECTA A LA LOSA ACORDEÓN.....	201
TABLA 57: DIMENSIONAMIENTO DEL MACIZO DE ANCLAJE EN EXTREMO DE LOSA ACORDEÓN.....	202
TABLA 58: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA JIE. DESCRIPCIÓN DE TAREAS Y MAQUINARIA. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS ANDALUCES S.A.....	219
TABLA 59: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA JIE. MATERIALES. CORTESÍA DE AZUL DE REVESTIMIENTOS ANDALUCES S.A.....	220
TABLA 60: PEM. SOLUCIÓN JIE DE NUEVA IMPLANTACIÓN (T=45 AÑOS).....	221
TABLA 61: PEM SOLUCIÓN JIE PARA REHABILITACIÓN (T=45 AÑOS).....	221
TABLA 62: PEM SOLUCIÓN JUNTA TRADICIONAL DE NUEVA IMPLANTACIÓN (T=15 AÑOS)	222
TABLA 63: PEM SOLUCIÓN JUNTA TRADICIONAL RENOVACIÓN (T=5 AÑOS)	222
TABLA 64: ESTUDIO COMPARATIVO A LARGO PLAZO.....	223
TABLA 65: MATERIALES EN LOSA ACORDEÓN.....	232
TABLA 66: MATERIALES EN PAVIMENTO.....	232
TABLA 67: MATERIALES EN APOYO DE LOSA ACORDEÓN.....	234
TABLA 68: OTROS MATERIALES DEFINIDOS EN EL PROYECTO NECESARIOS PARA EL ENSAYO.....	235
TABLA 69: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS REALES DEL ACERO UTILIZADO	254
TABLA 70: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS REALES DEL HORMIGÓN UTILIZADO	255
TABLA 71: DIMENSIONAMIENTO DEL NUEVO MATERIAL PARA EL ARMADO LONGITUDINAL	277



ANEXOS

Anexo 00: patente de la junta integral de estribo

Anexo 01: definición del ensayo; proyecto de ensayo de probeta experimental que incluye los planos de la probeta diseñada.

Anexo 02: proyecto de ensayo de junta integral de estribo; documento de concurso ente universidades para la ejecución del ensayo.

Anexo 03: memoria del ensayo el 19 de diciembre de 2014.

Anexo 04: soluciones para la continuación del ensayo: planos de refuerzo de probeta y preparación de la continuación del ensayo

Anexo 05: Ensayos de tracción y carga cíclica sobre barra corrugada realizado por el Laboratorio De La División De Ciencia e Ingeniería de los Materiales (LADICIM)

Anexo 06: ensayo del 20, 23 y 24 de febrero de 2015; Memoria final del ensayo incluyendo los ensayos parciales de aproximación al comportamiento físico

Anexo 07: ensayo en prototipo de losa de hormigón armado. Memoria de GiaDe

Anexo 08: planos de proyecto de primer puente con juntas integrales

Anexo 09: trabajo realizado para el DEA y publicado en la revista Hormigón y Acero: “Análisis de la interacción losa-pilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo”