UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

ESTUDIO DE MEJORA DE TRAZADO DE LA CARRETERA A-1515 ENTRE EL ENLACE A-23 Y EL MUNICIPIO DE RUBIELOS DE MORA (TERUEL)

ESTRUCUTRA ALTERNATIVA 2

Memoria

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2016/17

Fecha: Valencia, junio 2017

Autor: Carlos Ruano Cachinero

Tutor: Hugo Coll Carrillo

Cotutor: Julián Alcalá González

ÍNDICE

1. OBJETO ... 3
2. SITUACIÓN DE LOS ESTRIBOS ... 3
3. ESTUDIO DE SOLUCIONES ... 4
3.1. Metodología ... 4
3.2. Localización de la estructura ... 4
3.3. Clasificación según tipologías y rango de luces ... 5
3.4. Exposición y características de tipologías estudiadas ... 5
3.4.1. Puentes en cajón ... 5
3.4.2. Puentes de vigas ... 8
3.4.3. Puentes losa ... 9
3.4.4. Puentes arco ... 10
3.4.5. Extradosado ... 12
3.4.6. Puente en pórtico ... 12
3.5. Análisis multicriterio de soluciones ... 13
3.5.1. Método PRES ... 13
3.5.1.1. Funcionamiento ... 13
3.5.1.2. Criterios de valoración ... 14
3.5.1.3. Valoración ... 15
3.5.1.4. Conclusiones ... 17
3.6. Selección de alternativa a proyectar ... 18
3.6.1. Cajón canto variable, 3 vanos ... 18
3.6.1.1. Diseño de estribos y pilas ... 18
3.6.1.2. Consideraciones generales ... 18
3.6.2. Puente en arco, 12 vanos ... 19
3.6.2.1. Diseño de estribos, pilas y arco ... 19
3.6.2.2. Consideraciones generales ... 20
3.6.3. Puente-pórtico ... 20
3.6.3.1. Diseño de estribos y pilas ... 20
3.6.3.2. Consideraciones generales ... 21
3.6.4. Comparativa final ... 21
3.6.4.1. Análisis técnico-económico ... 21
3.6.4.1.1. Cajón canto variable, 3 vanos ... 22
3.6.4.1.2. Puente en arco, 12 vanos ... 22
3.6.4.1.3. Puente.pórtico ... 22
3.6.4.2. Conclusiones ... 23
4. BASES DE CÁLCULO ... 23
4.1. Normativa utilizada ... 23
4.1.1. Normas de acciones ... 23
4.1.2. Normas de construcción ... 23
4.2. Criterios de seguridad ... 23
4.2.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S.) ... 23
4.2.2. Estados Límite Último (E.L.U.) ... 24
4.3. Valores característicos de las acciones ... 24
4.3.1. Acciones permanentes (G) ... 24
4.3.1.1. Peso propio ... 24
4.3.1.2. Carga muerta ... 24
4.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*) ... 24
4.3.2.1. Pretensado ... 24
4.3.2.2. Acciones reológicas ... 24
4.3.2.3. Empuje del terreno ... 25
4.3.2.4. Asientos del terreno de cimentación ... 25
4.3.2.5. Rozamiento de apoyos deslizantes ... 25
4.3.3. Acciones variables (Q) ... 25
4.3.3.1. Sobrecarga de uso ... 25
4.3.3.1.1. Sobrecargas verticales ... 25
4.3.3.1.2. Sobrecargas horizontales ... 26
4.3.3.2. Viento ... 26
4.3.3.3. Acción térmica ... 27
4.3.4. Solicitaciones sísmicas ... 27
4.4. Valores representativos de las acciones ... 27

4.4.1. Acciones permanentes (G) ... 27
4.4.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*) ... 27
4.4.3. Acciones variables (Q) ... 28
4.4.4. Acciones accidentales (A) ... 28
4.5. Valor de cálculo de las acciones ... 28
4.5.1. Estados límites últimos (ELU) ... 28
4.5.2. Estados límites de servicio (ELS) ... 29
4.6. Combinación de acciones ... 29
4.6.1. Estados límite últimos (ELU) ... 29
4.6.1.1. Situaciones persistentes y transitorias ... 29
4.6.2. Estados Límite de Servicio (ELS) ... 29
5. MODELO DE CÁLCULO ... 30
5.1. Definición de los materiales ... 30
5.2. Definición de los elementos ... 31
5.2.1. Tablero ... 31
5.2.2. Pilas ... 31
5.2.3. Arco ... 31
5.2.4. Vinculaciones ... 31
5.3. Definición de las cargas ... 32
5.3.1. Cargas sobre tablero ... 32
5.3.2. Cargas sobre las pilas ... 33
5.3.3. Cargas sobre el arco ... 33
5.4. Definición de combinaciones de acciones. ... 34
6. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO ... 34
6.1. Análisis estructural ... 34
6.1.1. Diagrama de axiles ... 34
6.1.2. Diagrama de flectores ... 35
6.1.3. Diagrama de cortantes ... 35
6.1.4. Deformada de la estructura ... 36
6.2. Tablero ... 36
6.2.1. Comprobación a flexotracción ... 36
6.2.2. Comprobación a cortante ... 37
6.3. Arco ... 37
6.3.1. Comprobación a flexocompresión ... 37
6.3.2. Comprobación a cortante ... 38
6.4. Pilas ... 38
6.4.1. Comprobación a pandeo ... 38
6.4.2. Comprobación a cortante ... 39
6.5. ELS de fisuración ... 39
6.5.1. Aparición de fisuras por compresión ... 40
6.5.2. Aparición de fisuras por tracción ... 40
6.6. Aparatos de apoyo ... 40
6.7. Dimensionamiento de zapatas, apoyos y estribos ... 43
7. VALORACIÓN ECONÓMICA ... 44

APÉNDICES

APÉNDICE I. CÁLCULO DE LA RETRACCIÓN ... 46
APÉNDICE II. CÁLCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO ... 48
APÉNDICE III. CÁLCULO DE LA ACCIÓN TÉRMICA ... 52
APÉNDICE IV. CÁLCULO SECCIONAL ... 54
APÉNDICE V. ESFUERZOS Y CÁLCULO DE ARMADURA DE ZAPATAS, APOYOS Y ESTRIBOS ... 62
APENDICE VI. VIABILIDAD PAISAJÍSTICO-CULTURAL DE ALTERNATIVAS ... 81

1. OBJETO

El presente anejo se centra en el estudio y procedimientos necesarios para encontrar la mejor solución estructural y constructiva para el paso de la alternativa 2 de nuevo trazado para la A-1515 a su paso por el rio mijares.

Para ello, se realiza un exhaustivo estudio de soluciones con el que poder conocer la tipología estructural idónea para el emplazamiento y requisitos que debe cumplir la estructura a proyectar. Será la que mejor se adapte a los condicionantes del presente proyecto la estructura que se predimensione en cuanto a los distintos elementos que la conforman, así como a los detalles constructivos necesarios.

Debe destacarse que el objeto principal del presente anejo, así como del propio proyecto, es estudiar la viabilidad técnica y económica de la solución propuesta, por lo que el presente anejo estructural no pretende evaluar la totalidad de variables que pueden afectar a la construcción, mantenimiento y explotación del puente, sino evaluar todos los condicionantes que afecten a la viabilidad del mismo en cuanto a su predimensionamiento, cálculo y construcción.

2. SITUACIÓN DE LOS ESTRIBOS

Con el objetivo de establecer el trazado definitivo con el que se han dispuesto las dos alternativas de trazado planteadas en el presente proyecto para salvar el cauce del rio Mijares, no sólo se ha determinado la disposición idónea de los estribos de las estructuras a ejecutar durante diferentes reuniones del equipo multidisciplinar de trabajo, sino que se han planteado diferentes criterios para solventar el trazado que debe presentar la carretera en su paso por el cauce a estudiar. Desde el punto de vista estructural, el grupo de trabajo responsabilizado al respecto ha focalizado los objetivos de las reuniones en diferentes aspectos.

Por un lado, se han comprobado las características del trazado que, en cada una de las alternativas, discurre por el tramo en el que se dispondrán las estructuras, en el paso de la carretera por el cauce. Para ello, se ha asegurado que exista espacio suficiente como para encajar dicha estructura en un trazado que no presente curva ni acuerdo alguno tanto estudiando la disposición planteada tanto en planta como en perfil, con el objetivo de economizar la solución final, así como para poder finalmente establecer una propuesta de estructura de mayor facilidad de ejecución.

Además, se ha comprobado, especialmente en alzado, las características del terreno y el trazado en la zona en la que deben disponerse los estribos. Para ello se ha definido previamente, atendiendo a las características del trazado en planta, las zonas idóneas en los que deben construirse los mismos. Sobre algunos de esos puntos se ha comprobado como el trazado inicialmente planteado requería de una cierta modificación tanto en la alternativa 1 como en la que se centra el presente anejo, ya que obligaba a ejecutar un estribo de excesivas dimensiones. Para solucionarlo, se ha rebajado la cota de la rasante en la medida de lo posible, estudiando cómo evitar que se generen pendientes excesivas antes y después de estos tramos.

Debe tenerse en cuenta que ya se habían realizado previamente diferentes estudios de viabilidad de diferentes localizaciones de estribos, habiéndose realizado numerosos cambios de trazado en planta para conseguir zonas de apoyo estables. En relación, se pudieron observar durante la visita de obra diferentes puntos a evitar para la colocación de los estribos, especialmente en la alternativa 1, en los que la orografía del terreno dificultaba la ejecución de los mismos.

Por ello, la situación de los estribos no está condicionada únicamente por un criterio, sino que son muchos los aspectos a tener en cuenta para encontrar la solución idónea:

Alternativa 1

Se ha establecido la posición de cada uno de los estribos de forma que:

No se requiera una estructura de longitud excesiva, aumentando el tramo de trazado construido en terraplén, abaratando la solución final.

No se genere un tramo excesivamente largo ejecutado en terraplén, el cual debe presentar una gran altura, de forma que no provoque, además de una barrera física en forma de muro de tierras artificial de gran impacto ambiental y visual, una importante superficie de expropiación.

Se optimice la geometría de los mismos, para lo que se ha considerado que las localizaciones idóneas son aquellas en las que el desnivel rasante-terreno se encuentre en torno a los 5 metros, criterio imposible de aplicar al estribo 1 de esta alternativa para que se garanticen las dos condiciones anteriores.

Alternativa 2

Se ha establecido la posición de cada uno de los estribos de forma que:

Se minimice en la medida de lo posible la longitud de la estructura

Se garantice la estabilidad del terreno en dicha localización, evitando pendientes excesivas y comprobando las condiciones del terreno en sentido transversal.

Se optimice la geometría de los mismos en función de las posibles tipologías que pueden disponerse.

Atendiendo a los criterios establecidos para el posicionamiento de los estribos en la alternativa 2 de trazado sobre la que se enfoca el presente estudio, se ha considerado la necesidad de, con el objetivo de optimizar la geometría y ejecución, situar los mismos en puntos kilométricos con desniveles terreno-rasante de alrededor de 5 metros, tal y como se ha explicado anteriormente. Sin embargo, se han estudiado también diferentes posicionamientos en los cuales se han comparado las condiciones que presenta el terreno en sentido transversal, así como la longitud resultante de la estructura a dimensionar, la cual debe minimizarse en la medida de lo posible. Tal y como podrá observarse en la

exposición de las diferentes alternativas planteadas durante el estudio de soluciones para la estructura a ejecutar en la presente alternativa de trazado del proyecto, en las estructuras prefabricadas propuestas con 5 vanos, con el objetivo de generar vanos de idénticas luces y de fácil prefabricación y ejecución, se han desviado las situaciones mostradas en la *Tabla 1*, 2 metros cada una de ellas hacia el interior del barranco, de forma que la estructura dimensionada tendrá una longitud total de 200 m.

Además, debe destacarse que, para las cuatro soluciones prefabricadas planteadas, los puntos kilométricos mostrados en la tabla 1 para las estructuras de 6 vanos, así como los desplazados para las soluciones con 5 vanos, no corresponden a los puntos de apoyo del tablero en los estribos, sino que corresponden a los extremos de las vigas al inicio y fin de la estructura, de forma que se requieran vigas prefabricadas de mismas longitudes. Por lo tanto, se deberá estimar, en caso de ser alguna de ellas una de las soluciones seleccionada para estudiarse en la siguiente fase del estudio de soluciones, cuáles son los puntos kilométricos en los que se encuentran dichos apoyos viga-estribo para poder conocer las luces de cálculo.

De ese modo, los puntos kilométricos en los que se han dispuesto los estribos de cada una de las alternativas planteadas en el presente proyecto son:

		Localización	Longitud total estructura
Alternativa 1	Estribo 1	PK 1+910	231 m
	Estribo 2	PK 2+141	
Alternativa 2	Estribo 1	PK 1+833	204 m
	Estribo 2	PK 2+037	

Tabla 1 Localización de estribos

3. ESTUDIO DE SOLUCIONES

3.1. Metodología

El objetivo con el que se enfoca este apartado del anejo es la evaluación de las posibles soluciones a llevar a cabo para el dimensionamiento de la estructura con la que el trazado planteado para la “alternativa 2” salvará el cauce del rio Mijares.

En primer lugar, se pretende exponer todas las alternativas estructurales planteadas, así como una descripción de sus características principales en función de los diseños geométricos, decisiones del equipo de trabajo y estudios de normativa y bibliografía realizados. A partir de dicha exposición de alternativas, serán las que se considere que puedan permitir unas mejores condiciones económicas, técnicas y en lo relativo a la innovación de la solución, las que sean estudiadas a un mayor grado de detalle mediante un análisis multicriterio.

El resultado de dicho análisis se considerará el criterio fundamental del presente estudio, y serán las alternativas que presenten una mayor valoración en el mismo cuyos detalles estructurales sean desarrollados a una mayor escala. Será tras dicho estudio cuando se decidirá, atendiendo a los resultados obtenidos, así como las valoraciones realizadas previamente mediante el método multicriterio, cuál de las soluciones planteadas se va a proyectar para el paso de la A-1515 por la cuenca del río Mijares.

3.2. Localización de la estructura

Como se ha comentado anteriormente, se ha comenzado el estudio a partir del planteamiento de una gran cantidad de soluciones posibles que, atendiendo a la clasificación en la que pueden caracterizarse según su tipología y rango de luces, pueden aplicarse a la localización del terreno en cuestión. Para ello, el principal aspecto a tener en cuenta son las principales características que muestre el perfil del terreno que la estructura a proyectar debe salvar a su paso por el cauce del Mijares.

En la *Fig. 1* se muestra el perfil obtenido al paso del trazado planteado para la “alternativa 2” por el rio Mijares, así como la alineación que describe la rasante en ese mismo emplazamiento en el que deberá disponerse la estructura dimensionada en el presente anejo estructural.

Lo que puede observarse del mismo, es que el cauce requiere una estructura de importantes dimensiones, además de que va a existir cierta dificultad en la construcción de la misma, debiendo plantear en la medida de lo posible soluciones empujadas. La luz a salvar, atendiendo al optimizado posicionamiento de los estribos anteriormente descrito, es de 204 metros y el desnivel de la rasante de la presente alternativa con el terreno supera los 70 metros.

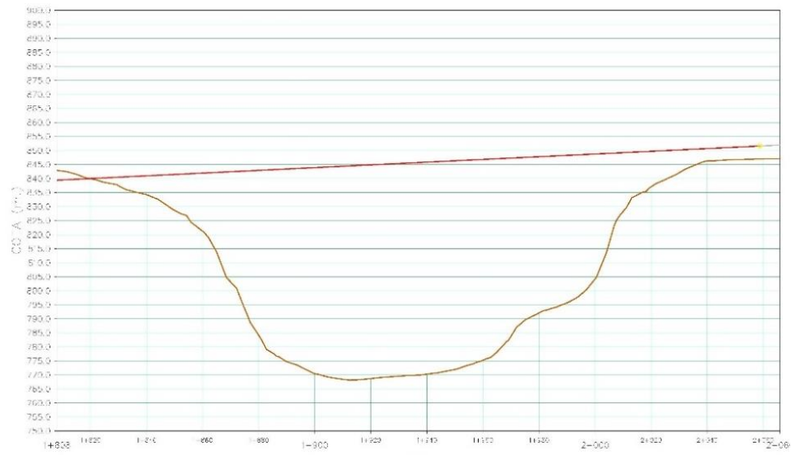


Fig. 1 Perfil de terreno de emplazamiento

3.3. Clasificación según tipologías y rango de luces

Estudiando las características generales que debe presentar la estructura, se han planteado una gran cantidad de soluciones, todas ellas basándose en las consideraciones y recomendaciones que ofrecen tanto la instrucción de construcción *"Obras de paso de nueva construcción"* como diferentes documentos técnicos. Con respecto a las posibles tipologías estructurales a plantear y los rangos de luces en los que estas son viables actualmente nos encontramos con la siguiente clasificación:

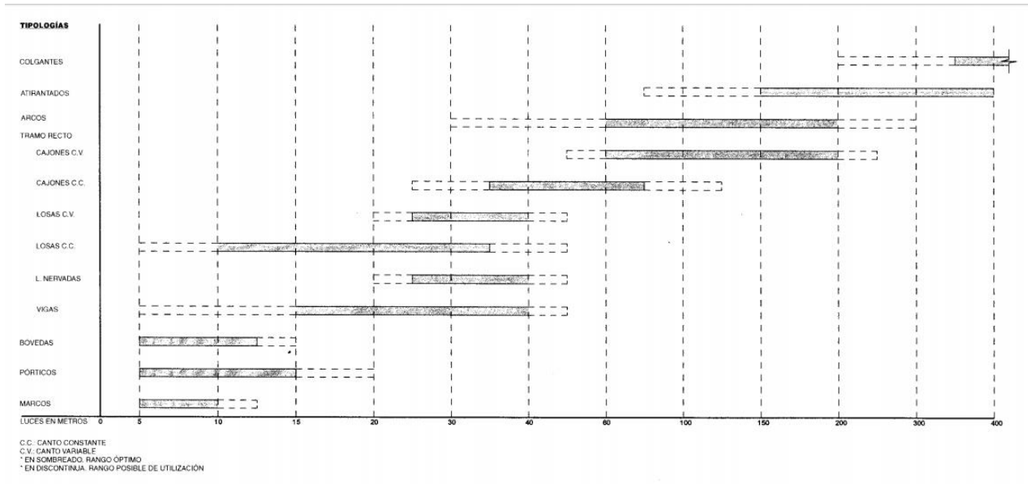


Fig. 2 Rango de utilización más frecuente de tipos de obras de paso

Tal y como podrá observarse en los apartados posteriores, para el diseño geométrico de las diferentes alternativas planteadas se han considerado las conclusiones que puedan extraerse de dicho estudio del estado del arte en lo relativo a tipologías y luces, así como las recomendaciones de aplicación de las diferentes tipologías de obras de paso.

3.4. Exposición y características de tipologías estudiadas

Una vez planteados los criterios a considerar durante la primera de las fases del estudio de soluciones, se exponen todas las alternativas que se han podido estudiar. En esta primera fase del estudio, se han analizado, considerando las características anteriormente descritas que presenta la sección del cauce a salvar, las diferentes disposiciones de tipologías constructivas que tienen cabida en función del rango de utilización de tipos de obras de paso expuesto anteriormente, así como en función de los criterios constructivos a considerar para cada una de las tipologías. Además, se han estudiado las disposiciones y longitudes de vanos obtenidas para cada tipo de construcción propuesta.

De ese modo, las diferentes alternativas planteadas son:

3.4.1. Puentes en cajón

La disposición de estructuras con secciones tipo cajón se ha planteado para aquellas disposiciones de pilas que requieran cantos importantes, pues resulta una solución que presenta una gran optimización en lo relativo a la utilización de material y eficiencia constructiva y estructural. Las principales ventajas que proporciona esta tipología de secciones son:

- Losas de mayor anchura que permiten una gran resistencia a flexión.
- Su condición de sección cerrada proporciona gran rigidez torsional con alabeos pequeños y una distorsión reducida, lo que permite soportar importantes cargas excéntricas.
- Presenta un gran rendimiento para pretensado por su elevado radio de giro.

Tanto para secciones en cajón como para el resto de alternativas planteadas, el tablero se ha dispuesto con 11.30 m de ancho, con la función de dar cabida a un arcén de 1.50 m, dos carriles de 3.50 m, arcenes de 1.50 m y sendas bandas de 0.65 m cada una para disposición del pretil de seguridad. El no excesivo ancho de la sección de la estructura es el que ha llevado a la conclusión de la idoneidad de dimensionar los cajones de tipología unicelular.

Las características geométricas más relevantes de las secciones transversales se han diseñado respetando las recomendaciones expuestas en la Fig.3, dotándolas en cada uno de las alternativas planteadas del canto necesario y manteniendo siempre un espesor *CA* de las almas de 80 cm para poder albergar los cables del pretensado con garantías.

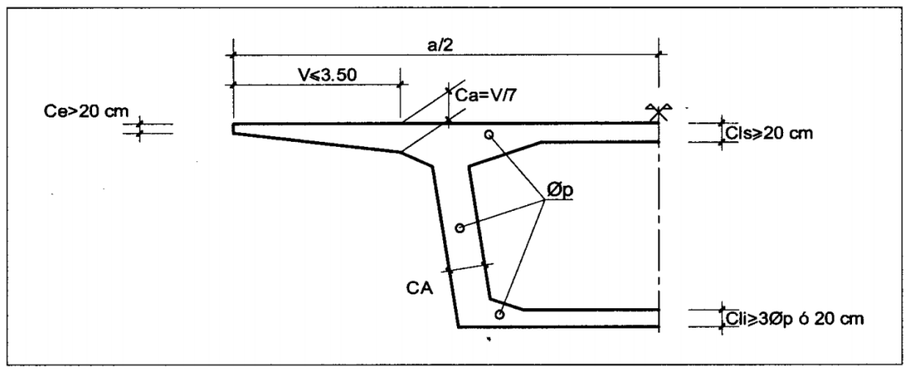


Fig. 3 Características geométricas sección en cajón

En función del número de pilas dispuestas y de las longitudes de vano que resulten de dicha disposición, se han planteado diferentes alternativas en la evolución longitudinal del canto de la sección:

Intradós curvo

Para las soluciones de mayores longitudes de vano, se han planteado soluciones con secciones en cajón unicelular de canto variable. Esta variación de canto permite:

- Ahorro de materiales al proporcionar un reparto longitudinal bien adaptado a las flexiones.
- Reducción del esfuerzo cortante
- Gran cantidad de posibilidades estéticas.

Atendiendo a las relaciones canto/luz utilizadas, todas las soluciones planteadas se han dimensionado con relaciones h/L de 1/20 en la sección de apoyo en las pilas, y 1/40 en la sección central de vano, proporcionando la seguridad estructural y el ahorro de materiales suficientes. Además, considerando que dichas soluciones requieren una construcción in situ, ejecutadas vano a vano o por voladizos sucesivos, se ha respetado una disposición de vanos de forma que los dos laterales, apoyados en uno de sus extremos en los estribos, presenten una relación con la longitud de los vanos centrales de L_{lat} = 0.8L, respetando en dichos vanos laterales un tramo de 0.5L con canto constante para garantizar un correcto apoyo en los estribos.

Teniendo en cuenta que las soluciones de canto variables son aplicables a longitudes de vano importantes, se ha planteado dicha solución para disposiciones de pilas con 3, 4 y 5 vanos, cuyas características principales se muestran en la *Tabla 2.*

Número vanos	Long. Total (m)	L (m)	L_{lat} (m)	$h_{máx}$/L	$h_{mín}$/L	$h_{máx}$ - $h_{mín}$ (m)
3 vanos	204	78	63	1/20	1/40	3.90 – 1.95
4 vanos	204	56	46	1/20	1/40	2.80 – 1.40
5 vanos	204	44	36	1/20	1/40	2.20 – 1.10

Tabla 2 Soluciones en cajón de canto variable

Teniendo en cuenta que este tipo de soluciones con intradós curvo presentan unos resultados con grandes volúmenes de material, y considerando que los puentes con más de dos pilas requieren afectar con alguna de estas al caudal, se establece la solución de 3 vanos como la más conveniente de las descritas anteriormente.

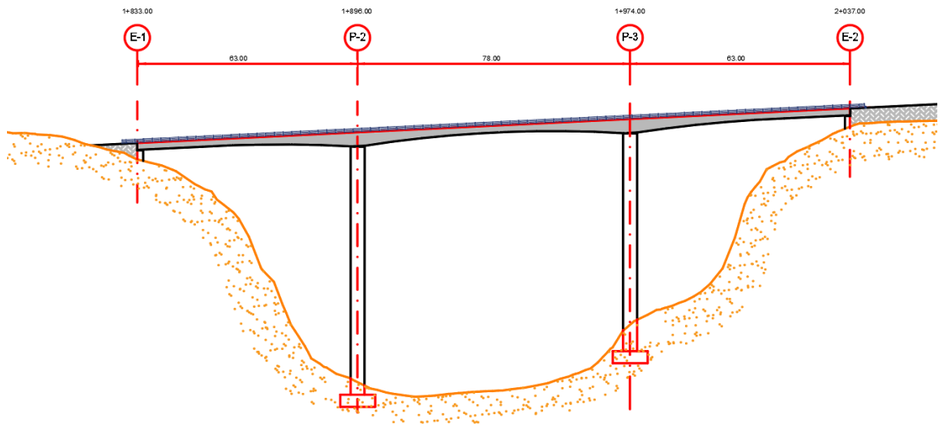


Fig. 4 Perfil solución en cajón, canto variable. 3 vanos

Canto constante

Las soluciones ejecutadas utilizando secciones en cajón con canto constante en toda la longitud de la estructura se han planteado para aquellas disposiciones de pilas que requieran vanos más cortos, de hasta 75 metros de luz. De ese modo, las diferentes alternativas planteadas presentan 4, 5 y 6 vanos.

Para cada una de estas soluciones, se ha respetado la relación entre vanos laterales y centrales anteriormente mencionada, pues también se requiere de procedimientos de construcción in situ. En este caso, considerando que las alternativas presentan luces cortas-medias con una importante longitud total, se plantea la construcción de la estructura vano a vano o incluso mediante técnicas de empuje, técnicas idóneas para soluciones de canto constante como la que se describen a continuación. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que, para las soluciones con 4 y 5 vanos, que presentan luces de vano superiores a los 40 metros, requieren apoyos o atirantamientos provisionales.

Con respecto a las relaciones canto/luz utilizadas, se han dimensionado los tableros atendiendo a los máximos cantos que requieren las soluciones de canto variable planteadas anteriormente, disponiendo a los tableros, por lo tanto, relaciones h/L de 1/20. De ese modo, las características principales de cada una de las soluciones propuestas se muestran en la *Tabla 3.*

Número vanos	Long. Total (m)	L (m)	L_{lat} (m)	$h_{máx}$/L	h (m)
4 vanos	204	56	46	1/20	2.80
5 vanos	204	44	36	1/20	2.20
6 vanos	204	36	30	1/20	1.80

Tabla 3 Soluciones en cajón de canto constante

De las anteriormente expuestas, observando la disposición de pilas propuesta, las soluciones que menos afectan al curso del rio son las de 4 y 6 vanos, siendo la de menor número de pilas la que, aun requiriendo un tablero de mayor canto, mayor ahorro económico puede presentar, teniendo en cuenta la gran altura de pilas necesaria, superando los 70 metros.

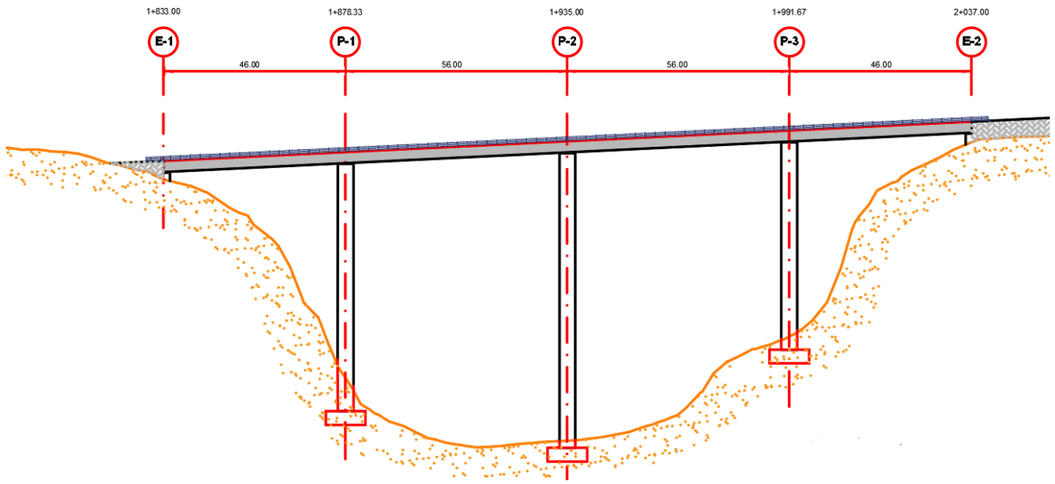


Fig. 5 Perfil solución en cajón, canto constante. 4 vanos

Canto acartelado

Se plantea, como solución intermedia a las anteriormente descritas, alternativas de canto semiconstante que presentan un aumento de canto hacia el intradós en las secciones próximas a los apoyos en las pilas.

Este tipo de alternativas, que suponen una solución más innovadora, permite absorber los grandes flectores que presenta la estructura en las secciones de apoyo de las pilas. Se han definido, por lo tanto, con los cantos máximos que presentan las soluciones de canto constante y variable en las secciones de apoyo, así como cantos menores, con relaciones h/L de 1/30, en el resto del vano. Además, debe destacarse que cada uno de los acartelamientos se han dimensionado extendiéndolos en una longitud de dos veces L/5, tal y como recomienda la normativa utilizada al respecto y como se muestra en la *Fig. 6.*

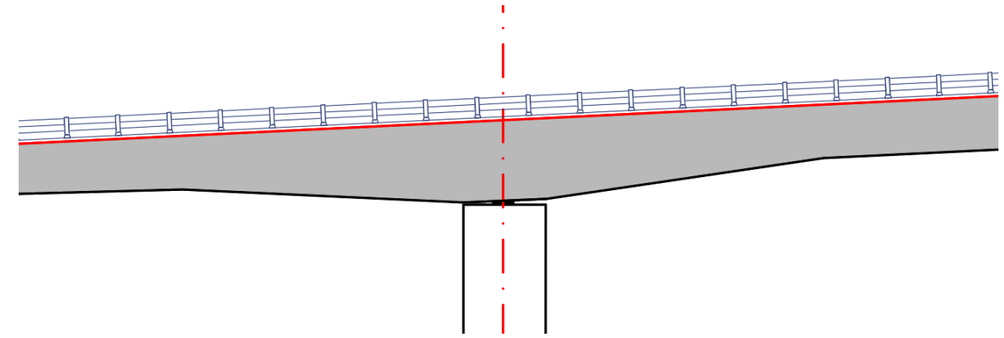


Fig. 6 Apoyo en solución acartelada

Se han planteado soluciones acarteladas con 3, 4 y 5 vanos, con las mismas disposiciones de pilas y luces que las presentes en las soluciones de canto constante y variable, siendo por lo tanto las principales características de dichas alternativas las mostradas en la tabla 4.

Número vanos	Long. Total (m)	L (m)	L_{lat} (m)	$h_{máx}/L$	$h_{mín}/L$	$h_{máx}$ - $h_{mín}$ (m)
3 vanos	204	78	63	1/20	1/30	3.90 – 2.60
4 vanos	204	56	46	1/20	1/30	2.80 – 1.90
5 vanos	204	44	36	1/20	1/30	2.20 – 1.50

Tabla 4 Soluciones acarteladas en cajón

De entre las alternativas expuestas anteriormente, debe destacarse la solución de 3 vanos considerando la idoneidad de este tipo de soluciones en estructuras con vanos a partir de los 75 metros de longitud, por la importancia que presenta el peso propio en la carga total. Además, este criterio cobra más importancia en las soluciones de vanos importantes ejecutadas por voladizos sucesivos, en las que todo el peso propio se resiste en las secciones próximas a las pilas. Tal y como se ha descrito anteriormente, la solución de tres vanos requiere de un canto de 2.60 m, aumentando este hasta los 3.90 m en las secciones de apoyo, tal y como se muestra en la sección mostrada en la *Fig. 7.* Sin embargo, considerando que este tipo de puentes requieren de mayores cantos de tablero, y que soluciones similares ejecutadas en cajón de canto variable permiten mejores acabados estéticos y paisajísticos, se desestima la proyección de los puentes acartelados anteriormente descritos.

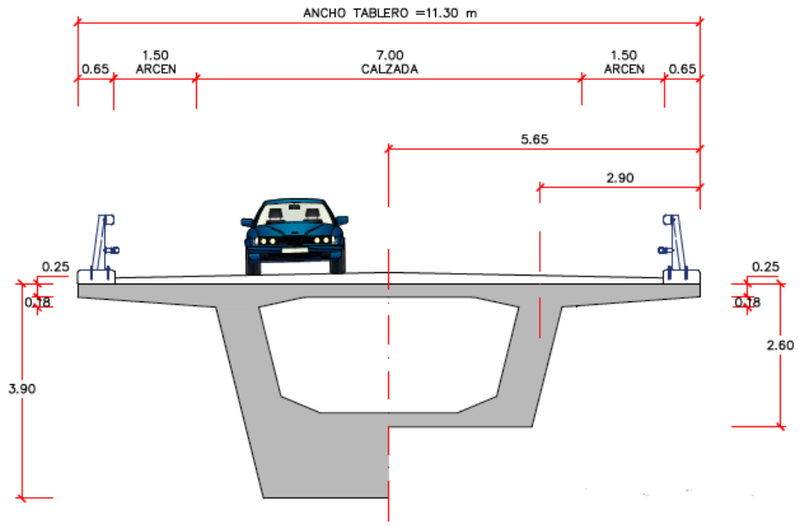


Fig. 7 Sección de solución acartelada, 3 vanos

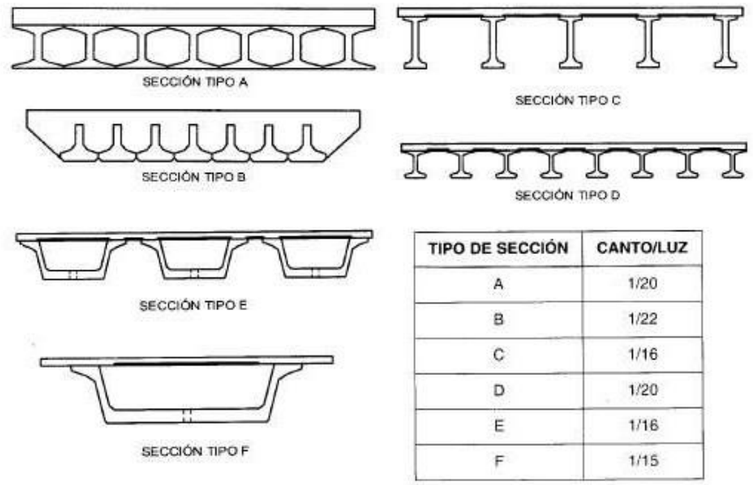
3.4.2. Puentes de vigas

Mediante este tipo de soluciones, se consigue concentrar gran parte de la rigidez longitudinal en los nervios que presenta la sección gracias a las vigas prefabricadas, lo que permite un importante ahorro de material, así como facilidad constructiva.

De entre las diferentes tipologías de tableros utilizados mediante puentes de vigas, por su elevado coste de ejecución atendiendo a la orografía del terreno y a la experiencia en actuaciones anteriores, se ha descartado predimensionar soluciones de estructuras de vigas hormigonadas in situ mediante cimbra, tanto convencional como autoportante.

De ese modo, se han planteado únicamente diferentes alternativas prefabricadas, considerando para cada una de ellas por motivos económicos la tendencia actual a dimensionar los tableros mediante la menor cantidad de vigas aun necesitando mayor canto frente a la opción opuesta. Por esa razón, de entre las diferentes posibilidades existentes entre los puentes de vigas prefabricadas, también se ha descartado el uso de vigas a tope, tanto en doble T *(tipo A)* como pretensadas *(tipo B)*, pues no son utilizadas para estructuras de luces mayores a los 10-12 m.

En cuanto a los cantos a utilizar en este tipo de secciones, *la Fig. 8.* se muestran las relaciones canto/luz recomendadas para las diferentes alternativas prefabricadas existentes, las cuales, tal y como se muestra más adelante, se han respetado durante el predimensionamiento de las mismas.



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

Fig. 8 Esbelteces para soluciones prefabricadas

Se considera, además, la aplicación de este tipo de soluciones prefabricadas para aquellas estructuras con disposiciones de pilas que requieran de vanos inferiores a los 45 m de luz que, tal y como se ha mostrado anteriormente, coinciden con los dimensionamientos de estructuras con 5 y 6 vanos. Sin embargo, debe destacarse que, para definir la disposición de pilas para soluciones prefabricadas, no se ha tenido en cuenta el criterio desarrollado anteriormente para disminuir la longitud de los vanos laterales con respecto a los centrales, sino que en los puentes prefabricados propuestos se han definido todos los vanos con la misma luz.

Tras estudiar las diferentes posibilidades que ofrecen al respecto distintos fabricantes de prefabricados, las dos alternativas consideradas en el estudio de soluciones son:

- **Vigas doble T:** Se establecen las vigas prefabricadas doble T de canto normal y ala ancha *(tipo C)* como la mejor opción de las que se han podido estudiar.
- **Vigas artesa:** Atendiendo al ancho del tablero y los cantos utilizados, se han dimensionado secciones con losas superiores colaborantes sobre dos vigas artesas que proporcionen el canto necesario *(tipo E)*. Se respeta por lo tanto la tendencia actual de aumentar la separación entre vigas a distancias superiores a 2.5 m aprovechando la eficiencia de este tipo de vigas y la posibilidad de mover grandes pesos gracias a las técnicas de construcción actualmente utilizadas.

Debe destacarse que, para las soluciones de 5 vanos, para facilitar y abaratar el proceso de prefabricación de las vigas se ha cambiado el posicionamiento de los estribos de forma que se dimensiona una estructura de 200 metros de longitud con 5 vanos de 40 metros cada uno de ellos. Con el mismo objetivo, en la solución en viga artesa con 6 vanos se han dimensionado las vigas con cantos más normalizados, de 180 cm, dotando de algo más de canto a la losa superior para lograr el canto total del que debe disponer el tablero.

Por lo tanto, atendiendo a las descripciones expuestas anteriormente, y habiendo utilizado una relación canto/luz en cada una de las alternativas de 1/16, tal y como recomienda para ambas soluciones la instrucción de construcción *"Obras de paso de nueva construcción"*, las características principales de dichas alternativas son las que se muestran en la *Tabla 5.*

Sección	Número vanos	Long. Total (m)	L (m)	h/L	h (m)	Canto viga (m)
Viga doble T	5 vanos	200	40	1/16	2.50	2.25
	6 vanos	204	34	1/16	2.13	1.88
Viga artesa	5 vanos	200	40	1/16	2.50	2.25
	6 vanos	204	34	1/16	2.13	1.80

Tabla 5 Soluciones vigas artesa y doble T prefabricada

Atendiendo a las consideraciones anteriormente mencionadas, se exponen en la *Fig. 9* según el orden en el que aparecen en la tabla anterior, las secciones utilizadas en cada una de las soluciones propuestas.

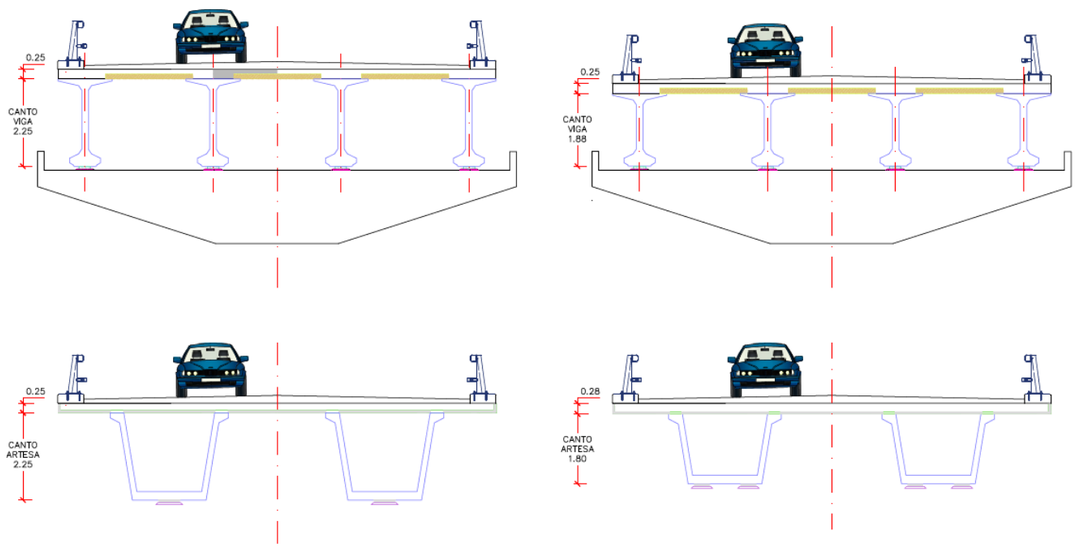


Fig. 9 Secciones de soluciones en puentes de vigas

3.4.3. Puentes losa

Mediante el planteamiento de este tipo de estructuras, se sacrifica en cierta manera la eficiencia estructural a la sencillez constructiva. De ese modo se permite, por un lado, la ejecución de la misma mediante procedimientos in situ simples que economizan la solución y, además, debe tenerse en cuenta que este tipo de tableros tienen la posibilidad de adaptarse a cualquier geometría en planta, aspecto que no se ha considerado en el presente proyecto al presentar las dos alternativas de trazado planteadas una geometría recta tanto en planta como en alzado.

Con respecto a la tipología de losa empleada en las diferentes alternativas propuestas al respecto, de entre las expuestas en la *Fig. 10*, se ha decidido dimensionar los tableros en forma de losa de ala ancha *(sección tipo A)* frente a las soluciones de espesor uniforme al estudiar los cantos requeridos, que varían desde los 90 cm hasta 1.80 m. De esa forma, cobra importancia el criterio de economía de materiales en el diseño geométrico de la estructura y, además, gracias a la geometría de este tipo de tableros se consigue concentrar gran parte de la rigidez de la sección existiendo mayores voladizos laterales.

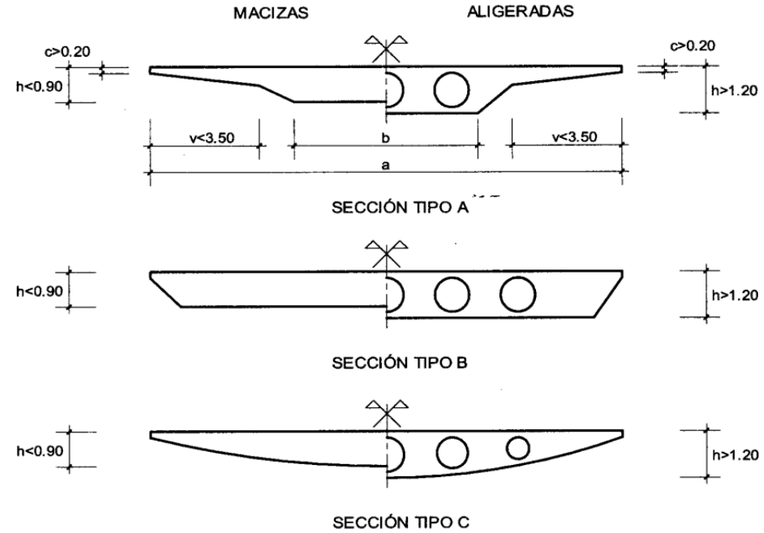


Fig. 10 Tipos de secciones losas y geometrías

Asimismo, se han estimado únicamente opciones de sección aligeradas, con el propósito de lograr un importante ahorro económico, así como para poder abordar mayores luces ya que se consiguen los mismos niveles de rigidez en la sección con menor peso. Con respecto a la geometría de dichos aligeramientos, se ha determinado la ejecución de los mismos con piezas de entrevigado de poliestireno expandido de forma circular, pues son más económicas y dificultan en menor medida el hormigonado que las rectangulares, aunque se consigan relaciones de aligeramiento menores. Además, considerando el importante ahorro de materiales que permite este tipo de técnicas, así como la necesidad de aprovechar al máximo las ventajas que proporcionan frente a la dificultad que añaden al proceso constructivo, se ha intentado predimensionar los tableros con las mayores

secciones de aligeramiento posibles. Sin embargo, debe tenerse en cuenta la necesidad de respetar para todas las secciones planteadas las condiciones necesarias de distancias a parámetros y espesores de almas mostradas en la *Fig. 11* que establece la instrucción de construcción *"Obras de paso de nueva construcción"* para garantizar la correcta ejecución del hormigonado frente a la flotabilidad de los aligeramientos, así como para presentar suficiente espesor para absorber los efectos locales de las cargas y albergar el pretensado con garantías.

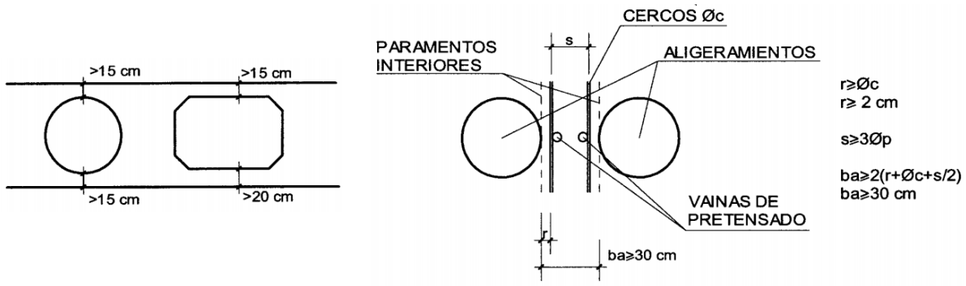


Fig. 11 Distancias y espesores mínimos en aligeramientos

Por último, en relación a su disposición longitudinal, se han definido soluciones tanto de canto constante como variable, considerando que los tableros de losas de canto constante se aplican para luces de vano de hasta 35 metros, pudiéndose dimensionar cantos con esbelteces desde 1/22 hasta 1/30. Asimismo, las alternativas de canto variable pueden aplicarse con luces de hasta 45 metros y aplicándose esbelteces de en torno a 1/20 en las secciones de apoyo en las pilas y 1/40 en centro de vano, siempre y cuando los cantos sean mayores a 80 cm y no superen los 1.8 m.

Atendiendo a las consideraciones anteriormente mencionadas, las diferentes alternativas planteadas para puentes losa, así como sus principales características son las mostradas en la *Tabla 6*.

Disposición	Nº vanos	L. Total (m)	L (m)	L_{lat} (m)	$h_{máx}/L$	$h_{mín}/L$	$h_{máx}$ - $h_{mín}$ (m)	Alig.
C. constante	6 vanos	204	36	30	1/22,5		1,60	3 x ø1.30
C. variable	5 vanos	204	44	36	1/24,4	1/40	1,8 – 1,10	4 x ø0.80
	6 vanos	204	36	30	1/20	1/40	1,8 – 0,90	5 x ø0.60

Tabla 6 Soluciones puentes losa

En base a las proporciones mencionadas, se han aligerado las losas considerando el máximo diámetro de aligeramiento que es capaz de cumplir las especificaciones mostradas en la *Fig. 11* en la sección que dispone de menor canto en toda la longitud de la estructura. Posteriormente, se muestra en la *Fig. 12* una de las alternativas de sección propuestas.

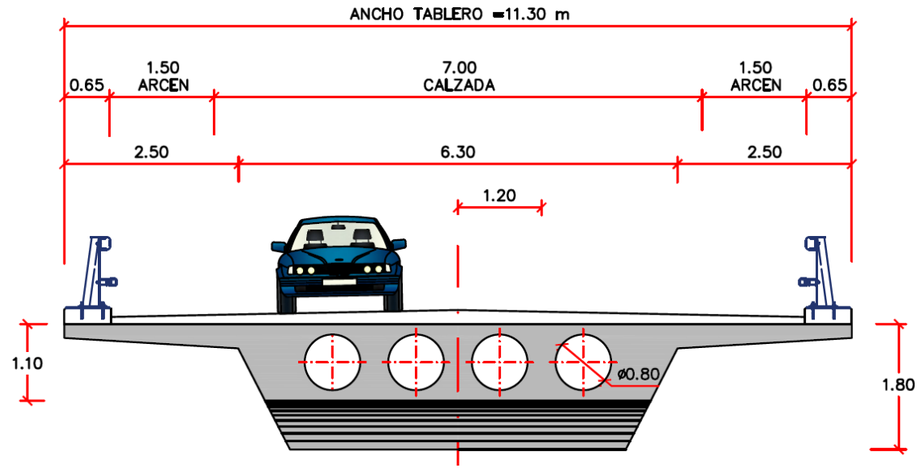


Fig. 12 Sección de solución en losa, canto variable. 5 vanos

3.4.4. Puentes arco

En paralelo al estudio de las soluciones tradicionales expuestas anteriormente con tableros en cajón, vigas prefabricadas o losas, se ha estudiado la proyección de diferentes soluciones alternativas entre las que se encuentran las estructuras en las que el tablero transfiere sus cargas a un arco inferior.

Al respecto, se han propuesto dos alternativas de actuación solucionadas con arcos de hormigón de diferentes geometrías, flechas y luces, así como dispuestas de diferentes distribuciones de péndolas que dan lugar a las luces y número de vanos que condicionan, junto a las características orográficas y geotécnicas del terreno, el posicionamiento del arranque del arco.

Disposición	Nº vanos	L. Total (m)	s (m)	Luz (m)	Flecha (m)	f/l	s/L
Arco inferior 1	11 vanos	204	19	124	42	1/2,95	1/10,74
Arco inferior 2	12 vanos	204	17	136	39	1/3,5	1/12

Tabla 7 Soluciones puentes arco

Tal y como se muestra en la *Tabla 7*, la primera de las estructuras tipo arco propuestas presenta una distribución de luces de forma que 10 péndolas dan lugar a vanos de 19 metros de luz, a excepción del vano central el cual presenta una luz de 14 metros. Deben destacarse además las características fundamentales del arco, con una luz de aproximadamente 124 metros, así como de más de 40 m de flecha. Se ha planteado, para

esta alternativa estructural, una geometría circular del arco así como un canto constante, de forma que prevalezca la sencillez constructiva sobre la eficiencia estructural, dotando al avance de los encofrados de la misma curvatura durante todo el hormigonado y abaratando el proceso cosntructivo.

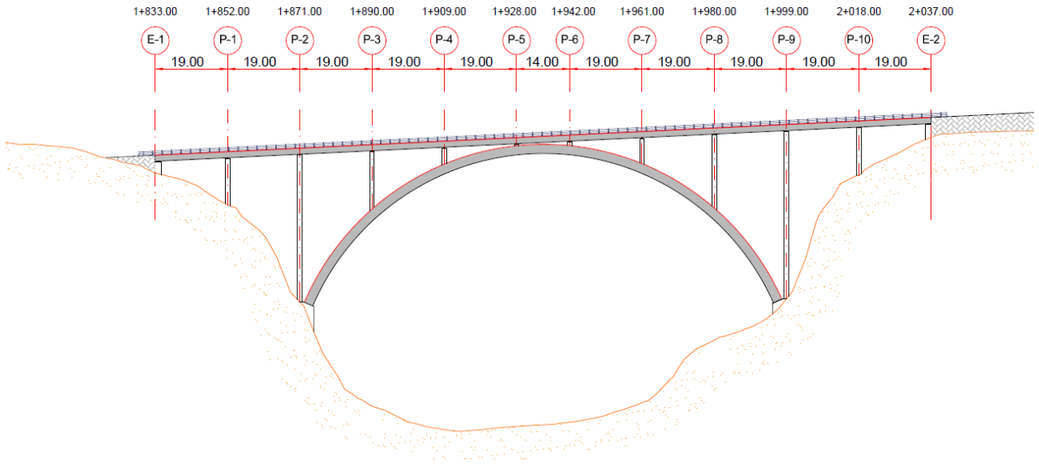


Fig. 13 Perfil solución 1 en arco. 11 vanos

Con respecto a la otra alternativa planteada, se ha diseñado una estructura con 12 vanos de luces iguales de 17 metros por criterios estéticos, sin haber considerado las menores luces que es recomendable disponer a los vanos extremos. Sin embargo, la geometría que se plantea para este caso es de forma parabólica, buscando el polígono funicular que mejor se adapte a las cargas que el tablero va a transmitir al arco, siendo por lo tanto esta solución la de mayor eficiencia estructural. Debe destacarse, además, el criterio estético como el que ha llevado al diseño de esta estructura, logrando una mayor esbeltez en el arco, aspecto que, junto a la asímetría que proporciona la pediente que presenta la rasante a lo largo de la estructura, proporciona de gran potencial estético a la solución, así como de una mayor eficiencia constructiva en cuanto al ahorro de materiales y transmisión de esfuerzos. Por otro lado, debe destacarse que se ha definido la geometría del arco dotando a la sección del mismo de un canto variable que va desde los 2 metros en arranque hasta los 1,4 metros en clave, tal y como se muestra en la *Fig. 14.* Se disponen además las pilas compuestas por dos pilastras simétricas que transmiten los esfuerzos del tablero a las losas de cimentación que comparten o a cada uno de los arcos simétricos en los que se ha dividido la geometría en arco principal. Dichos arcos, además, estan arriostrados mediante un conjunto de 6 montantes que unen los arcos en la zona de recibo de las pilas, las cuales se definen completamente macizas, a diferencia del resto de recorrido del arco.

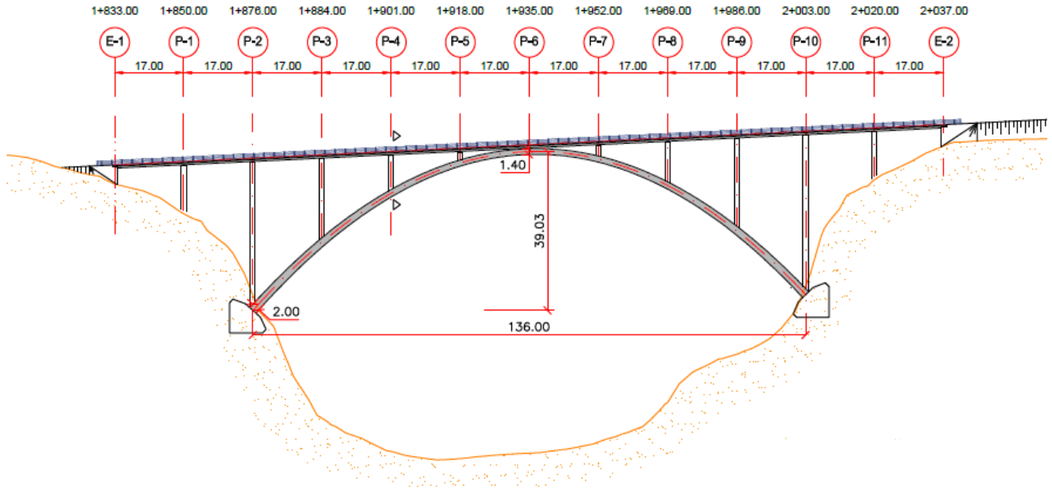


Fig. 14 Perfil solución 2 en arco. 12 vanos

En lo que a la sección se refiere, se han dimensionado para ambas soluciones tableros tipo losa maciza de ala ancha de 80 cm de canto constante, solución que respeta las especificaciones aportadas tanto por la normativa como por diferentes proyectos previamente ejecutados al no superar ninguna de las dos luces los 25 metros y aportando el canto dimensionado relaciones canto/luz que se ajustan a los recomendados. En cuanto a las dimensiones del arco, la sección del mismo se ha decidido diseñar de forma rectangular y aligerada. En los planos relativos al estudio de soluciones puede observarse las características principales de las secciones propuestas para cada una de las soluciones en arco planteadas.

Entre las soluciones alternativas a las convencionales expuestas al inicio del presente estudio de soluciones, se ha aportado el dimensionamiento de una estructura extradosada. La elección de dicha tipología estructural frente a una solución atirantada, la cual se ha decidido descartar para la alternativa de trazado que supone el objeto de estudio del presente anejo, ha estado condicionada tanto por el hecho de que la alternativa extradosada constituye una solución más económica, como por la tendencia actual a la proyección de este tipo de estructuras, también de mayor facilidad de ejecución. La estructura propuesta presenta, por lo tanto, un elevado contenido de innovación en lo que a concordancia con la actualidad se refiere, así como un importante nivel técnico y estético que no perjudicaría, por lo tanto, el gran potencial cultural y paisajístico del que dispone la zona de emplazamiento del puente.

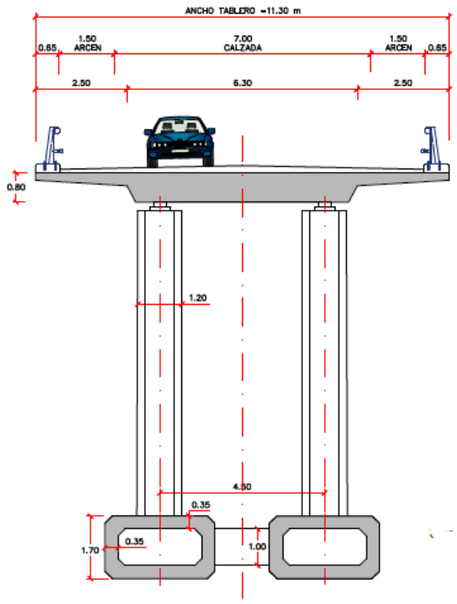


Fig. 15 Sección de solución 1 en arco

3.4.5. Extradosado

La decisión técnica llevada a cabo para la solución extradosada planteada dispone a la misma de dos grandes pilas de más de 70 metros de altura, de forma que se ha planteado una distribución de las luces mediante tres vanos de los cuales los laterales constituyen en torno al 60% de la luz del vano central. Las elevadas luces formadas son soportadas mediante tirantes que arrancan desde las torres, estando las mismas soportadas por las pilas mencionadas anteriormente. Dichas torres han sido planteadas, tal y como recomiendan diferentes estudios al respecto y considerando que la luz central generada esta comprendida entre los 75 y 150 m, con una altura de L/10, siendo L la luz máxima generada en la estructura.

Disposición	Nº vanos	L. Total (m)	L (m)	L_{lat} (m)	H_t (m)	$h_{máx}/L$	$h_{mín}/L$	$h_{máx}$ - $h_{mín}$ (m)
Extradosado	3 vanos	204	92	56	9.20	1/35	1/50	2.63 – 1.84

Tabla 8 Solución puente extradosado

En cuanto al diseño longitudinal del tablero, se ha decidido ejecutar el mismo mediante una solución en canto variable, dotando al mismo de las esbelteces en apoyo y en centro de luz recomendadas al respecto tal y como se muestra en la Tabla 8. Además, con respecto a la distribución de los tirantes anteriormente mencionados, se ha establecido el criterio de disponer el primero de ellos a una distancia del arranque próxima al 20% de la luz principal intentando, además, que tanto las dos luces libres generadas entre los estribos y el último de los tirantes, como la luz libre intermedia generada en el vano central presenten luces similares, tal y como puede observarse en la *Fig. 16*.

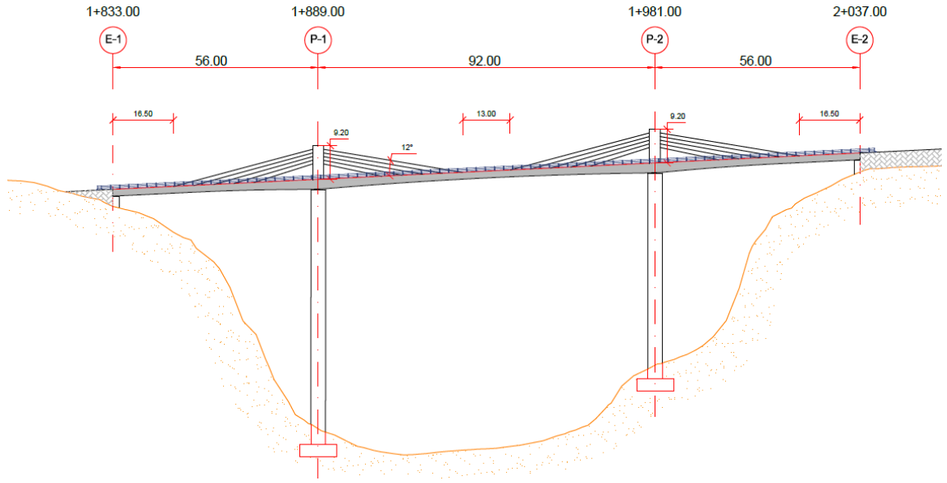


Fig. 16 Perfil solución extradosada

3.4.6. Puente en pórtico

Se plantea, como la última de las alternativas no convencionales, una estructura en pórtico. Entre las diferentes soluciones que se han expuesto en el presente estudio de soluciones para el puente sobre el Mijares para la alternativa de trazado 2 del presente proyecto, la propuesta en forma de pórtico que se pretende estudiar destaca por ser una de las que presenta la mayor eficiencia estructural. Esto es debido, fundamentalmente y antes de conocer cuáles son los esfuerzos reales que va a tener que soportar, así como los posibles cambios geométricos que pueda requerir el diseño realizado, a que dicho diseño permite salvar más de 200 metros de cauce con la menor cantidad de hormigón posible, sin acercarse las cimentaciones a la zona inferior de las márgenes del cauce y siendo la alternativa que, espacialmente, menor superficie de la sección de dicho cauce ocupa, lo que acompañando el diseño de una gran importancia del criterio estético, permiten a la estructura ser una de las que respeta el paisaje en mayor medida.

Todo ello se consigue mediante la característica fundamental con la que se ha caracterizado el diseño de esta estructura, la inclinación de sus pilas. Teniendo en cuenta la resistencia de las paredes del cauce en toda su extensión, se ha decidido solucionar la propuesta estructural mediante dos pilas inclinadas que, cimentadas en las márgenes superiores del rio, forman 3 vanos con luces, por motivos tanto estéticos como estructurales al comparar diferentes distribuciones, idénticas a las dimensionadas en la solución extradosada anteriormente estudiada.

Como referencia para el diseño de la estructura, se han estudiado diferentes estructuras ejecutadas mediante los mismos criterios y que pueden servir para conocer los posibles efectos estructurales que puedan suponer diferentes cambios en la geometría del puente-pórtico dimensionado. Entre los diferentes puentes-pórtico con pilas inclinadas estudiados para el presente proyecto, pueden destacar el Puente de la Gran Duquesa de Luxemburgo, completamente metálico, el puente de la variante de Puente la Reina de la Autovía A-12 sobre el rio Arga, proyectado por el ingeniero Javier Marterola, o el puente mixto de Cortegada sobre el Miño.

Atendiendo a las principales propiedades que se han podido extraer de los mismos, se ha ejecutado la proyección de un puente-pórtico de hormigón pretensado con pilas inclinadas 45º, solución que se ha decidido como la de mejores condiciones tanto técnicas, buscando la menor inclinación de las pilas sin perder el efecto buscado, como estéticas, tras comparar diferentes disposiciones tanto de inclinaciones de pilas como de vanos. La solución planteada, a falta de analizar los diferentes aspectos a variar en el diseño de la estructura derivados de cálculos estructurales, se ha propuesto de forma que las pilas, perdiendo sección en la zona de apoyo debido a que esta se ejecuta articulada en la cimentación, conecten con el tablero junto a unos acabados en forma circular, tal y como puede observarse en la *Fig. 17,* los cuales deberán ser objeto de análisis posteriormente.

Disposición	Nº vanos	L. Total (m)	L (m)	L_{lat} (m)	α_{pilas}	$h_{máx}/L$	H (m)
Pórtico	3 vanos	204	92	56	45º	1/30.67	3.00

Tabla 9 Solución puente extradosado

Atendiendo al canto de tablero requerido de 3.00 m, tal y como se expone en la tabla 9, y debido a la gran luz principal que presenta la propuesta, se ha dimensionado la sección de la misma mediante un tablero tipo cajón, cuyo diseño se sujeta a los criterios expuestos en el apartado *3.4.1.* del estudio de soluciones.

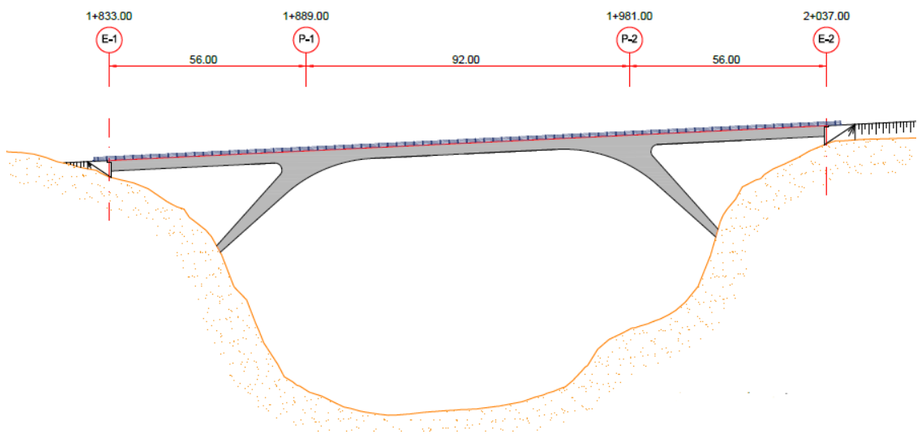


Fig. 17 Perfil solución puente-pórtico

3.5. Análisis multicriterio de soluciones

Con el objetivo de determinar cuáles, y en qué medida, de las alternativas planteadas anteriormente son las que presentan mayor viabilidad técnica y económica mediante un análisis multicriterio, en primer lugar, se ha realizado una selección de las soluciones que van a someterse al mismo.

Tal y como se ha explicado anteriormente para cada tipología estructural estudiada, existen diferentes soluciones que presentan mayor coherencia tanto en lo referente a criterios meramente estructurales, como estéticos o medioambientales. De esa forma, las diferentes alternativas de las planteadas en el apartado *3.4.* que van a ser objeto de análisis son:

- Cajón canto variable, 3 vanos.
- Cajón canto constante, 4 vanos
- Viga artesa, 5 vanos
- Losa aligerada canto variable, 5 vanos
- Solución 2 en arco inferior, 12 vanos
- Extradosado
- Puente-pórtico

3.5.1. Método PRES

La metodología de análisis multicriterio con la cual se van a determinar las soluciones de mayor viabilidad de las expuestas anteriormente consiste en la resolución de dicho análisis mediante el método PRES, elaborado por Gómez-Senent (1991-1992) en colaboración con la Universidad Politécnica de Valencia. La metodología empleada, explicada posteriormente con mayor precisión, permite encontrar la solución que en mayor medida cumple con los diferentes objetivos y criterios previamente descritos.

3.5.1.1. Funcionamiento

El primero de los objetivos que establece el método PRES es la determinación de los criterios y pesos de los mismos que van a utilizarse para la calificación de cada una de las alternativas analizadas. La aplicación de dichos pesos debe añadirse a la calificación de cada solución en función de cómo satisfaga cada una de ellas cada uno de los diferentes criterios y subcriterios estudiados.

De ese modo, los diferentes pesos que van a utilizarse son:

- Criterio muy importante: 10
- Criterio indiferente: 7
- Criterio poco importante: 3

- Criterio nada importante: 1

Para favorecer la comprensión en cuanto a la aplicación y resolución del presente análisis, se propone la elaboración de una matriz de valoración tal y como se muestra en la *Tabla 10* en la que se expongan, tal y como se acaba de mencionar, la valoración de todas las alternativas en función de cada criterio, aplicando el peso de los mismos y la calificación de cada alternativa al respecto.

Criterio	C_1	C_2	(…)	C_j	(…)	C_n
Peso	P_1	P_2	…	P_j	…	P_n
Alt. 1	$G_1(1)$	$G_2(1)$	…	$G_3(1)$	…	$G_4(1)$
(…)	…	…	…	…	…	…
Alt. x	$G_1(x)$	$G_2(x)$	…	$G_3(x)$	…	$G_4(x)$
(…)	…	…	…	…	…	…
Alt. M	$G_1(M)$	$G_2(M)$	…	$G_j(M)$	…	$G_n(M)$

Tabla 10 Matriz de valoración. Método PRES

Para poder comparar cada uno de los criterios utilizados en la matriz de valoración, y considerando el peso de cada uno de ellos, se elabora una matriz normalizada que permita comparar de una forma más precisa todas las estructuras planteadas.

Criterio	C_1	C_2	(…)	C_j	(…)	C_n
Peso	p_1	p_2	…	p_j	…	p_n
Alt. 1	$g_1(1)$	$g_2(1)$	…	$g_3(1)$	…	$g_4(1)$
(…)	…	…	…	…	…	…
Alt. x	$g_1(x)$	$g_2(x)$	…	$g_3(x)$	…	$g_4(x)$
(…)	…	…	…	…	…	…
Alt. M	$g_1(M)$	$g_2(M)$	…	$g_j(M)$	…	$g_n(M)$

Tabla 11 Matriz normalizada. Método PRES

Donde:

$$p_j = \frac{Pj}{\sum_{j=1}^{N} Pj} \qquad g_j = \frac{Gj(x)}{Gj\ máx}$$

En base a las matrices tanto de valoración como normalizada, se elabora una comparación binaria de cada alternativa en cada criterio mediante una matriz de dominación. Para su elaboración, se compara la manera en la que una alternativa domina a otra en base a cada criterio, considerando además los pesos de los mismos.

$$\begin{pmatrix} T_{11} & \cdots & T_{1M} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ T_{M1} & \cdots & T_{MM} \end{pmatrix}$$

Donde:

$$T_{ij} = \sum_{k=1}^{N} p_k\big(g_k(i) - g_k(j)\big) = \sum_{k=1}^{N} p_k d_k(j,j);$$

i,j = 1, 2, …, M alternativas

K= 1, 2, …, N criterios

A partir de esta matriz se obtiene, por lo tanto, el índice PRES I_i que nos permitirá conocer qué alternativa de las planteadas garantiza en mayor medida el cumplimiento de los objetivos y criterios planteados. Dicho índice muestra la relación entre en qué medida D_i una alternativa presenta una mejor calificación que las demás y en qué medida d_i esta alternativa presenta una menor calificación.

$$I_i = \frac{D_i}{d_i} = \frac{\sum_{j=1}^{M} T_{ij}}{\sum_{i=1}^{M} T_{ij}} = \frac{\sum_{j=!}^{M}\left[\sum_{k=1}^{N} p_k\big(g_k(i) - g_k(j)\big)\right]}{\sum_{i=!}^{M}\left[\sum_{k=1}^{N} p_k\big(g_k(i) - g_k(j)\big)\right]}$$

3.5.1.2. Criterios de valoración

En base a la metodología planteada y tras evaluar los diferentes condicionantes que presenta la proyección de la estructura objeto de estudio en el presente anejo se plantean los diferentes criterios que se han utilizado para la evaluación de las diferentes alternativas estructurales planteadas:

Economía

Tal y como se expone durante todo el proyecto, el criterio económico cobra una gran importancia en cuanto a la proyección de la estructura necesaria y la alternativa de trazado a escoger. El diseño de cada una de las alternativas planteadas en apartados anteriores se ha realizado, por lo tanto, atendiendo a la optimización en la medida de lo posible tanto del sistema constructivo necesario como a los materiales requeridos.

Sin embargo, debe destacarse las importantes dimensiones que debe presentar dicha estructura a proyectar en la alternativa 2 de trazado considerando la orografía que presenta el terreno en el emplazamiento de la misma al paso de dicha alternativa de trazado por el río Mijares. Por ese motivo, y considerando las importantes diferencias que presenta dicha orografía con la presente en el emplazamiento de la estructura de la alternativa 1 de trazado, ha de tenerse en cuenta que el criterio económico no puede ser el más relevante en cuanto a la proyección de la estructura de la alternativa 2, pues la

elección de dicho trazado como el óptimo está sujeta al diseño de una estructura singular de un elevado y relativamente inevitable coste.

Los subcriterios aplicados al método PRES al respeto, así como los pesos con los que se han evaluado cada uno de ellos son:

- Costes de construcción: 8
- Gastos de mantenimiento: 8

En cuanto a la construcción de la estructura, debe destacarse que esta se establece en un emplazamiento de difícil acceso. Además, dificulta la ejecución del puente proyectado tanto la importante altura como la pendiente de las laderas que forman los márgenes del rio, formando un gran cañón. Esto, además de la necesidad del uso de maquinarias de grandes pesos y dimensiones, dificulta la ejecución de grandes pilas, así como el hormigonado de su cimentación.

De ese modo, los subcriterios y pesos aplicados al respecto son:

- Plazo de ejecución: 5
- Simplicidad del método constructivo: 7
- Número de pilas (cimentación requerida): 8
- Seguridad: 7

Integración en el entorno

Se ha destacado este criterio, considerando los diferentes condicionantes descritos anteriormente, como el de mayor importancia para la elección de la alternativa más adecuada en el emplazamiento de estudio. Debe destacarse la gran importancia cultural y paisajística de la zona, así como la necesidad de la estructura a ejecutar de respetar el desarrollo ambiental de la zona y presentarse integrada en el entorno estético, cultural y social de la zona. En el epígrafe VI se presenta un estudio en el que se analiza la importancia de este criterio, así como las principales propiedades que debe presentar toda solución planteada.

Los subcriterios aplicados para su evaluación son:

- Integración medioambiental: 10
- Integración en el paisaje: 10
- Aceptación social: 8
- Afección al cauce: 9

Funcionalidad

Se han evaluado cada una de las alternativas en función del comportamiento que pueda presentar la misma a largo plazo, considerando los subcriterios al respecto utilizados en la evaluación multicriterio realizada mediante el método PRES.

- Durabilidad: 7
- Comportamiento estructural: 7
- Capacidad de ampliación: 4

Estética

Junto a la integración en el entorno del puente, su estética ha cobrado especial importancia tanto en el diseño de las diferentes soluciones planteadas durante la primera fase del presente estudio de soluciones como en la evaluación de cada una de ellas mediante el presente método.

Los subcriterios aplicados al respecto son:

- Belleza arquitectónica: 10
- Innovación en el diseño: 8

3.5.1.3. Valoración

Considerando todos los condicionantes y criterios aplicados al estudio de soluciones de la estructura analizada en el presente anejo, se procede a elaborar la matriz de valoración mediante la cual se establecen los criterios y pesos establecidos en el apartado anterior, así como una calificación de cada una de las alternativas estructurales propuestas para ser objeto de análisis mediante el presente método en función de en qué medida se estima que satisfacen los objetivos básicos de cada uno de los subcriterios de valoración. Por lo tanto, se expone a continuación la matriz de valoración resultante de dicha evaluación.

MATRIZ DE VALORACIÓN				Alternativas						
Criterios de evaluación		**Subpeso**	**Peso**	**Cajón CV (I)**	**Cajón CC (II)**	**Artesas (III)**	**Losa (IV)**	**Arco (V)**	**Extradosado (VI)**	**Pórtico (VII)**
Economía	**C. construcción**	**8**	**8**	5	6	8	3	2	4	4
	C. mantenimiento	**8**		5	5	6	5	4	5	5
Proceso constructivo	**Plazo ejecución**	**5**	**6.75**	5	6	8	5	5	6	6
	Simplicidad	**7**		6	6	7	4	4	6	6
	Nº pilas	**8**		8	6	4	10	8	8	8
	Seguridad	**7**		6	6	6	6	6	6	6
Integración en el entorno	**Medioambiente**	**10**	**9.25**	7	5	4	8	7	6	6
	Paisaje	**10**		6	4	2	9	6	7	7
	Afección cauce	**9**		6	4	2	9	6	7	7
	Aceptación	**8**		6	5	4	8	6	8	8
Funcionalidad	**Durabilidad**	**7**	**6**	6	6	7	7	5	6	6
	Comportamiento estructural	**7**		7	7	6	7	6	5	5
	Cap. Ampliación	**4**		4	4	4	3	3	4	4
Estética	**Belleza arquit.**	**10**	**9**	7	6	4	8	6	7	7
	Innovación	8		4	2	3	6	7	8	8

Tabla 12 Matriz de valoración 1

Atendiendo a los pesos que se han establecido para cada uno de los criterios, la matriz normalizada resultante de la valoración de cada una de las alternativas es la que se muestra a continuación.

MATRIZ NORMALIZADA		Alternativas						
Criterios	**Peso sobre el total**	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**	**VII**
Economía	**0.205**	0.50	0.55	0.7	0.65	0.4	0.3	0.45
Proc. Constructivo	**0.173**	0.625	0.6	0.625	0.625	0.625	0.575	0.65
Integr. Entorno	**0.237**	0.625	0.45	0.30	0.30	0.85	0.625	0.70
Funcionalidad	**0.154**	0.567	0.567	0.567	0.567	0.567	0.467	0.50
Estética	**0.231**	0.55	0.40	0.35	0.40	0.70	0.65	0.75

Tabla 13 Matriz normalizada

Por último, se ha obtenido la llamada matriz de dominación, mostrada en la tabla xxx. En ella, tal y como se ha explicado en el apartado *3.5.1.1*, se refleja el resultado de comparar cada una de las alternativas con el resto en función de si las superan o no y en qué medida con respecto a los criterios de evaluación establecidos.

MATRIZ DE DOMINACIÓN							
Alt./Alt.	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**	**VII**
I	-	0.080	0.123	0.112	0.021	0.065	0.021
II	0.010	-	0.047	0.036	0.031	0.071	0.031
III	0.041	0.035	-	0.010	0.067	0.106	0.062
IV	0.031	0.025	0.012	-	0.051	0.096	0.051
V	0.088	0.168	0.211	0.200	-	0.109	0.046
VI	0.023	0.099	0.146	0.135	0	-	0
VII	0.068	0.149	0.192	0.180	0.026	0.090	-

Tabla 14 Matriz de dominación

3.5.1.4. Conclusiones

Tras la comparativa realizada de cada una de las alternativas estructurales planteadas en función de los criterios que se han estimado como más relevantes para conocer la solución que más se adapta a los condicionantes del proyecto, se ha podido conocer cuál de ellas es la alternativa óptima a proyectar. Se muestran, por lo tanto, a continuación, las diferentes soluciones estudiadas ordenadas según el índice PRES que ha podido calcularse para cada una de ellas.

Alternativas	**Índice PRES**
Solución 2 en arco inferior, 12 vanos	4.324
Puente en pórtico	3.355
Cajón canto variable, 3 vanos	1.613
Extradosado	0.751
Viga artesa, 5 vanos	0.432
Cajón canto constante, 4 vanos	0.405
Losa aligerada canto variable, 5 vanos	0.395

Tabla 15 resultados método PRES

Debe tenerse en cuenta que, estudiando el procedimiento por el que el método PRESS que se ha utilizado nos permite realizar la comparativa de las diferentes soluciones que hemos planteado, este método presenta una gran cantidad de contenido subjetivo. Esto se debe a que, aun basadas en la medida de lo posible en argumentos técnicos y objetivos atendiendo a la geometría, materiales, procedimiento constructivo necesario, etc., las valoraciones de cada una de las estructuras en relación a los diferentes criterios planteados se realiza a título individual atendiendo en gran medida al criterio personal del proyectista.

Debe sumarse, además, el hecho de que esta comparativa se haya realizado tras la fase I del presente estudio de soluciones, en la que ha podido determinarse la geometría básica de cada una de las alternativas, pero no detalles constructivos concretos con los que apoyar las valoraciones tomadas durante la aplicación de la metodología multicriterio y mostradas anteriormente en la matriz de valoración.

Por ese motivo, se ha decidido no tomar los resultados obtenidos mediante el análisis multicriterio como definitivos, sino como uno de los criterios a considerar para la elección de la solución idónea para el presente proyecto, a lo que deberá sumarse los diferentes

análisis y consideraciones realizados en la siguiente fase II del estudio de soluciones. Se ha decidido estudiar en dicha fase final, por lo tanto, las soluciones que atendiendo al análisis multicriterio realizado mejor se adapte a las necesidades del proyecto, siendo estas:

- Cajón canto variable, 3 vanos
- Puente en arco, 12 vanos
- Puente-pórtico

3.6. Selección de alternativa a proyectar

Tal y como se ha expuesto anteriormente, se pretende realizar un análisis de las tres soluciones que satisfacen en mayor medida las propiedades que debe presentar la estructura a proyectar en el emplazamiento de estudio. Para ello se definen para cada una de las alternativas el diseño estructural definitivo a falta de las comprobaciones de cálculo, las cuales se realizarán sobre la estructura que se decida proyectar en la fase final del estudio de soluciones.

3.6.1. Cajón canto variable, 3 vanos

Tras el análisis de la geometría propuesta en el apartado 3.4.1. del presente anejo, debe destacarse como elementos característicos de dicha solución tanto la gran altura de las pilas sobre las que se asienta el tablero, así como la posible afección que pueda suponer tanto su construcción como la cimentación en el cauce.

3.6.1.1. Diseño de estribos y pilas

Se ha realizado, en primer lugar, el dimensionamiento de cada uno de los estribos, atendiendo a las geometrías definidas para soluciones similares en diferentes proyectos, así como las características concretas a tener en cuenta en cuanto a las propiedades del tablero como de la orografía del terreno. De ese modo, se propone la construcción de sendos estribos cerrados con los parámetros definidos tal y como se muestran en en los planos correspondientes. Teniendo en cuenta que la ubicación de cada uno de los estribos coincide en las tres alternativas estudiadas, se propone la misma geometría para todas ellas, a excepción de aquellos elementos que dependan del canto del tablero, el cual varía de forma significativa en las tres soluciones.

El estribo 1 de la presente solución presenta una altura de 8 metros en el eje de apoyo del tablero sobre el mismo, así como 8,9 m de altura del estribo 2. Por otro lado, se han definido, para la contención de las tierras adyacentes, las dimensiones de los muros en vuelta, los cuales presentan mayores magnitudes, debido a las características del terreno, en el estribo 2. Al respecto de dichos muros, cabe destacar que, debido a las importantes dimensiones que se requieren para los mismos, se ha dividido su ejecución en la de dos muros, pudiendo ahorrar gran cantidad de material para el segundo de ellos al disponer su cimentación en una cota mayor. Posteriormente se reMata el diseño de los muros mediante la ejecución de un alerón.

En cuanto al dimensionamiento de las pilas, se ha realizado proporcionando a las mismas unas dimensiones en la sección de apoyo el mismo ancho que el ancho inferior del cajón, con el objetivo de obtener un diseño lo más discreto posible. Considerando, por otro lado, la gran altura de las mismas, se propone una geometría en planta con una pequeña variación de canto por unidad de altura idéntica en cada una de las pilas proporcionando a las mismas las secciones tanto en apoyo como en cimentación que se muestran en la *Fig. 18.*

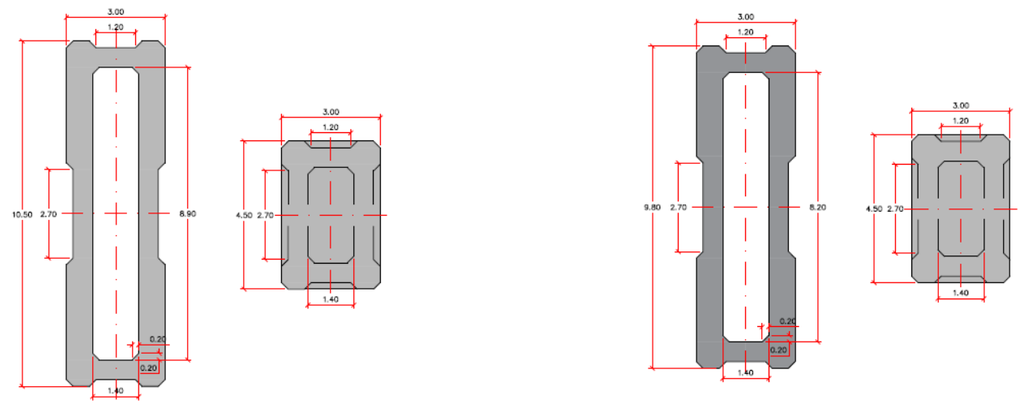


Fig. 18 Secciones cimentación y apoyo de pilas 1 (izq.) y 2 (dcha.)

Para facilitar la construcción mediante cimbra de las mismas, las pilas se diseñan con variación de canto únicamente en una de las direcciones. De ese modo, se permite que las pilas puedan, por un lado, aumentar su sección a menor altura para absorber la acción que transmite el tablero, así como la de su propio peso. Por otro lado, se ha decidido la dirección transversal como la dimensión que presenta variación de canto, de esa forma, se proporciona a la pila cierta rigidez transversal contra las acciones del viento, así como menor una mayor esbeltez en el plano longitudinal que permite minorar el impacto paisajístico.

3.6.1.2. Consideraciones generales

El diseño final adoptado para la presente alternativa permite salvar el gran barranco que forma el cauce del Mijares mediante un viaducto de gran sencillez estructural y constructiva.

Asimismo, se ha logrado atenuar relativamente el importante impacto paisajístico que supone este tipo de soluciones. Por un lado, dotando al tablero de un canto variable mediante la ejecución del intradós del mismo curvo, proporcionando mayor sensación de esbeltez y ligereza, así como permitiendo la disposición de la estructura formando vanos de gran luz, siendo por lo tanto la solución tradicional de las planteadas que menor

número de pilas requiere. Además, se ha intentado realizar un diseño de estas pilas, tal y como se ha comentado en el apartado anterior, impidiendo en la medida de lo posible que estas tengan un protagonismo excesivo en el paisaje del emplazamiento.

Sin embargo, debe considerarse el importante impacto que conlleva este tipo de solución estructural en esta localización. En primer lugar, tal y como se comenta en el Apéndice VI, la orografía del terreno, así como las diferentes tipologías estructurales presentes en los diferentes puentes que pueden observarse en la zona de proyecto no favorecen la adopción de este tipo de soluciones. Debe destacarse, por otro lado, las excesivas dimensiones de las pilas que requiere la solución propuesta, lo que dificulta y encarece la ejecución de las mismas, así como el gran impacto al cauce que supone la localización de las mismas, muy próximas al curso del río.

3.6.2. Puente en arco, 12 vanos

La alternativa planteada supone el paso del nuevo trazado de la A-1515 por el río Mijares mediante un viaducto sobre arco inferior, formando vanos continuos de misma luz tal y como se ha expuesto anteriormente. Los condicionantes principales que se suponen decisivos para la consideración de esta alternativa estructural como la idónea para el presente proyecto son tanto el coste total de la solución, como la dificultad constructiva que conlleva.

3.6.2.1. Diseño de estribos, pilas y arco

Atendiendo al análisis planteado a lo largo del presente proyecto sobre la orografía del terreno en el emplazamiento de estudio, así como de la propuesta geométrica planteada, se propone la proyección de la presente alternativa mediante un tablero tipo losa maciza de ala ancha de 0,8 m de canto y un esquema estructural sujeto a las siguientes consideraciones.

En primero lugar, teniendo en cuenta que la situación que se ha decidido para los estribos es la misma que en la solución en cajón planteada anteriormente, las características geométricas y constructivas fundamentales se han conservado con respecto al diseño planteado en el apartado anterior. Sin embargo, han debido condicionarse diferentes elementos de sendos estribos cerrados planteados adaptando sus dimensiones al reducido canto con el que se ha dimensionado el tablero.

Con respecto al diseño de las pilas o péndolas, debe destacarse que ha prevalecido la sencillez constructiva en el diseño de las mismas, habiéndose dimensionado un total de 10 pilas de sección rectangular de 1,2 x 2,5 m, dimensiones que por criterios estructurales se aumentarán hasta los 1,5 x 2,5 metros. Dicha sección ha sido aligerada de forma que presente cada una de las pilas almas de 35 cm en todas sus dimensiones. Tanto los cantos de las pilas como los de sus propios aligeramientos se han realizado mediante acartelamientos con rebajes de sección en los cantos de 20 cm de lado que permiten facilitar el hormigonado y reducir el volumen de hormigón requerido.

Cada una de las 10 pilas se han duplicado en dirección transversal al avance del tablero, de forma que cada una de las 10 pilas está constituida por 10 pilastras de las dimensiones anteriormente mencionadas, llegando ambas a la misma losa de cimentación. Debe destacarse que las seis pilas centrales tienen el objetivo de transmitir las cargas al arco, las dos pilas laterales del arco, de mayor altura, transmiten dichas acciones a los apoyos dorsal y frontal del mismo, y las dos pilas extremas transmiten sus cargas al terreno y permiten generar vanos de idéntica luz sin requerir mayor canto en aquellos cuyas reacciones no se transmitan al arco. Por lo tanto, cada una de ellas debe resistir unos esfuerzos diferentes, siendo las más solicitadas las extremas y las que transmiten sus esfuerzos a los apoyos del arco. Sin embargo, tanto por facilidad constructiva como por los resultados de la comprobación tensional realizada, se ha decidido proyectar todas ellas de las mismas dimensiones.

En lo que conlleva el diseño del arco, este se ha diseñado mediante dos arcos simétricos y paralelos, de disposición análoga a cómo las pilas han sido duplicadas. Tal y como se ha comentado en apartados anteriores, la forma en la que los esfuerzos son transmitidos a dicho arco establece que la geometría parabólica es la que mejor se adapta a la funicular que generan dichos esfuerzos. Además, considerando los diagramas de esfuerzos que se generan en estructuras de esta tipología, se ha decidido proyectar los arcos con una sección variable en la dimensión longitudinal, de forma que el arco presente una sección más reducida en su clave, con 1,4 m de canto y mayor en el arranque, con 2 m de canto. Dicha variación de canto ha sido también proyectada mediante una disminución parabólica del mismo desde apoyo hasta clave. Es a raíz de dicha dimensión en el arranque como se han definido, por otro lado, las dimensiones que deben presentar los apoyos dorsal y frontal, definidos con mayor detalle en los planos correspondientes.

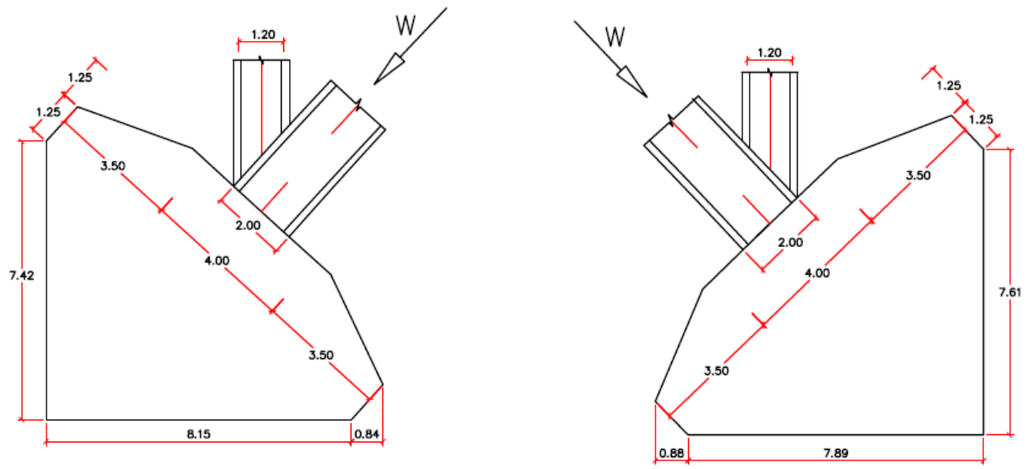


Fig. 19 Apoyos dorsal (izq.) y frontal (dcha.) solución en arco

3.6.2.2. Consideraciones generales

Por otro lado, cabe destacar la disposición que se ha realizado de un total de 6 montantes que colaboran al arriostramiento de los dos arcos entre sí, habiendo dispuesto con secciones reducidas de 1 x 1 metro.

El diseño finalmente adoptado en la presente solución constructiva presenta la mayor eficiencia estructural de las que se han planteado para el presente proyecto, adaptándose por completo a la orografía que el terreno presenta en la localización de la estructura. La disposición de pilastras planteadas, así como la variación de sección del arco y la geometría parabólica del eje del mismo permiten diferenciar la solución en arco inferior como la mejor alternativa en lo referente al contenido técnico y estructural.

Con respeto al punto de vista constructivo, debe destacarse el coste del mismo. Se ha planteado, para reducir dicho coste, la proyección del viaducto mediante losa continua con vanos de idéntica luz, a pesar de las recomendaciones que se han considerado para todas las demás alternativas ejecutadas in situ planteadas en el presente estudio de soluciones, tal y como puede observarse en el apartado 3.4, que aconsejan vanos extremos de luces en torno a 0,8L.

Por otro lado, supone un importante ahorro de materiales, gracias especialmente a la forma con la que la geometría del arco se adapta al polígono funicular que forman las cargas que debe absorber y transmitir al terreno. Supone, además, y tal y como puede extraerse de las conclusiones generales obtenidas en el epígrafe VI la solución que mejor se adapta tanto al entorno presente en la localización de proyecto, de alto valor cultural, ambiental y paisajístico, así como a la cultura estructural presente en la zona por la que discurre la A-1515, en la que dominan tipologías en arco inferior con independencia de la época de construcción de cada una de las estructuras.

3.6.3. Puente-pórtico

Se plantea, como solución alternativa de alto contenido estético una estructura en forma de pórtico a través de una estructura singular que presenta un tablero ejecutado en cajón sobre dos grandes pilas inclinadas 45º con acabados en los apoyos que proporcionan harmonía paisajística a la solución. Los condicionantes principales que presenta esta alternativa para su proyección son, especialmente, la viabilidad económica de ejecutar un tablero con el canto tan elevado que requiere debido a la elevada luz que presenta el vano central, superior a los 90 m, así como la viabilidad técnica en lo relativo a la ejecución del diseño planteado para las pilas.

3.6.3.1. Diseño de estribos y pilas

Tal y como se ha realizado para las dos alternativas anteriores, los parámetros geométricos básicos de cada uno de los estribos sobre los que asienta el tablero al inicio y final del viaducto son análogos para las tres soluciones, pues se han situado en la misma localización.

Sin embargo, debe destacarse que se han variado una mayor cantidad de magnitudes y geometrías debido al elevado canto de tablero que los estribos en la presente propuesta estructural deben albergar. Para ello, considerando que existe una escasa altura libre entre el tablero y el terreno, se ha dispuesto una geometría más sencilla en lo que respecta al muro principal del estribo, mostrándose en la *Fig. 20* la solución final para el estribo 1, y análoga, aunque con una altura algo superior, a la solución adoptada para el estribo 2.

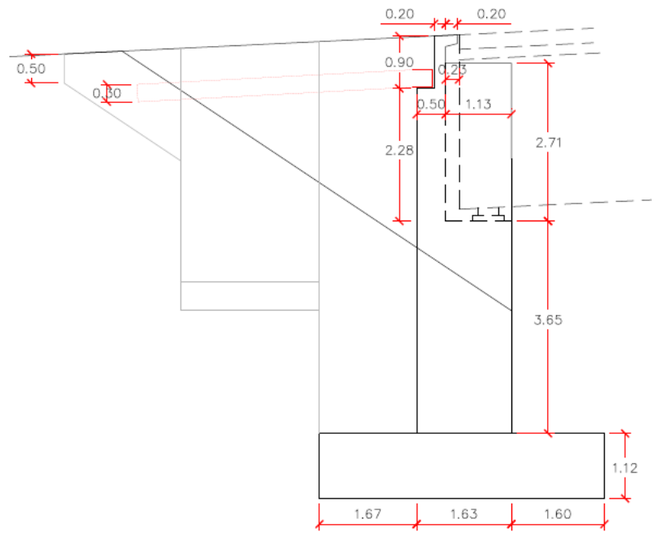


Fig. 20 Solución para estribo 1 puente-pórtico

Con respecto al diseño de las pilas, este se plantea como el principal reto que conlleva la proyección de la presente propuesta estructural. Se plantea, tal y como se muestra en la planta principal de la estructura mostrada en la *Fig. 17*, dos pilas inclinadas de canto reducido en cimentación, pues se propone una solución articulada para el apoyo que permite que las pilas no requieran absorber flector alguno con respecto a la dirección transversal a la planta del puente.

Por un lado, se dispone un sobreancho importante en las losas de cimentación de las pilas hacia el sentido de inclinación de la misma, con el objetivo de ser capaz de absorber la gran inclinación con la que llegan las reacciones que transmite las pilas a la cimentación. Además, se propone también en la zona de unión con el tablero una disposición de las pilas de forma que la ejecución de las mismas se realiza de forma macizada y colaborante con el tablero a través de la necesaria disposición de esperas. Con el objetivo de potenciar el contenido estético de la solución, se plantean acabados en forma de circunferencias de 30 m de radio tangentes a los paramentos coincidentes en el gran vano central y acabados en forma de circunferencias de un radio más reducido, de 2 m, tangentes a los paramentos coincidentes en los vanos laterales.

El diseño transversal de las pilas se proponen dos tipos de soluciones. Ambas suponen, para poder dotar de suficiente rigidez transversal contra acciones laterales, un aumento de canto en la sección de cimentación. Para solucionarlo, la alternativa prioritaria se diseña mediante una pila de canto transversal constante en la parte superior que se abre mediante acuerdos de 20 m de radio para dividirse en las dos pilastras que acaban transmitiendo los esfuerzos a la gran losa de cimentación sobre la que se asientan las dos. Dicha división del canto transversal de la pila en dos elementos simétricos se realiza mediante un acuerdo parabólico que permite un importante ahorro de materiales, así como un elevado contenido estético. Dicho diseño se ha realizado considerando la prioridad de que no coincidan a lo largo de toda la altura de cada una de las pilas paramentos con curvatura en sentido transversal y longitudinal. De ese modo, los acuerdos mediante los cuales aumenta el canto de la pila en sentido transversal no comienzan hasta que se detiene la curvatura que requieren los acuerdos que forman los acabados en la zona de unión pila-tablero. Posteriormente, no es hasta que finalizan esos acuerdos que permiten el aumento de canto transversal hasta que no comienza el acuerdo parabólico que supone la formación de las pilastras de apoyo.

3.6.3.2. Consideraciones generales

Tal y como se muestra en *la Fig, 20,* tras realizar el modelado tridimensional que requiere la proyección de este tipo de soluciones singulares, se ha comprobado que el terreno sobre el que se deben cimentar las pilas no permite una disposición de tanta amplitud en sentido transversal como se han diseñado las pilas para la presente alternativa estructural. Se considera, por lo tanto, como única opción para proyectar la alternativa de diseño de pila anteriormente expuesta un importante aumento en la altura de la misma, lo cual dificulta notoriamente el dotal a dicha solución de viabilidad económica tanto en lo relativo a volumen de hormigón necesario, como a movimiento de tierras, afección sobre los márgenes del cauce, y ejecución de la estructura.

Como alternativa, se plantea una solución de mayor sencillez estructural y constructiva en lo relativo al diseño de las pilas en sentido transversal. Al respecto, se propone una variación de canto lineal llegándose a duplicar la sección en apoyo en la sección en cimentación. Esto supone una mayor sencillez constructiva, economizando en gran medida la solución final. Sin embargo, tampoco permite ejecutar la cimentación de las pilas con garantías a no ser que se proyecten las mismas aumentando su altura tal y como se propone para la primera alternativa de pila.

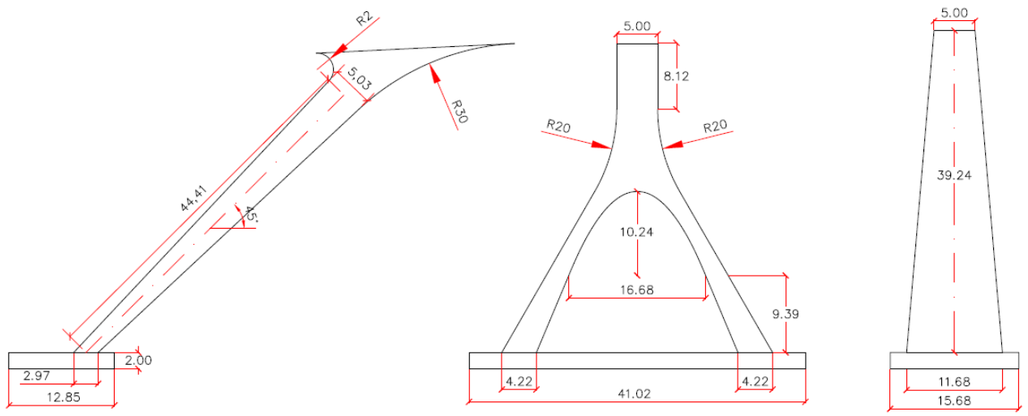


Fig. 21 Planta (izq.) y alternativa 1 (centro) y 2 (dcha.) de perfil de pila 1 puente-pórtico

3.6.4. Comparativa final

3.6.4.1. Análisis técnico-económico

Para la decisión final de definir una de las tres alternativas estructurales propuestas anteriormente como la idónea para ser proyectada en el presente proyecto, se ha realizado, en primero lugar, una comparativa con respecto al a viabilidad técnica de cada una de ellas.

Tal y como se ha podido observar en los apartados de consideraciones generales de cada una de las soluciones estudiadas, es el puente-pórtico el viaducto que mayores problemas presenta para su proyección. Destaca, en primer lugar, el importante impacto que requiere realizar sobre las paredes del cauce para poder albergar la losa de cimentación proyectada, así como, por otro lado, el importante costo que supone la ejecución de un tablero con un canto tan elevado como el que requiere dicha solución.

Con respecto a las alternativas en cajón y en arco, ambas presentan viabilidad técnica en lo relativo a los procesos constructivos necesarios, de mayor complejidad técnica para la solución proyectada en arco, aunque contrastados en gran medida en miles de actuaciones similares alrededor del mundo. Cabe destacar, sin embargo, el importante impacto que la solución en cajón provoca sobre el cauce atendiendo al posicionamiento de las pilas, muy próximas al curso del rio.

En lo relativo a las características económicas generales que presenta cada una de las alternativas, no se han considerado, pues son similares en cada una de las alternativas, los costes relativos a ejecución de los estribos, acceso de maquinaria, ejecución de cimentaciones, así como todas las unidades dependientes de la localización de actuación. Se ha realizado, por lo tanto, un estudio volumétrico de las geometrías definidas para cada una de las tres alternativas, obteniendo por lo tanto las cantidades concretas de hormigón, armado y encofrado que requieren cada una de ellas. En lo relativo a las

cuantías de armado, para la presente comparativa se ha simplificado la estimación de dicha cantidad de armadura adoptando unos predimensionamiento sobre los valores volumétricos obtenidos de 80 kg de armadura pasiva por metro cúbico de pilas, 100 kg de armadura pasiva por metro cúbico de tablero, así como 18 kg de armadura activa por metro cuadrado de superficie de tablero ejecutado. En cuanto al encofrado, se ha diferenciado para una posterior estimación económica de cada solución entre la superficie necesaria de encofrado visto y oculto.

3.6.4.1.1. Cajón canto variable, 3 vanos

Se ha considerado el volumen de material y superficie de encofrado que requiere cada una de las grandes pilas, teniendo en cuenta la variación de sección de las mismas, el aligeramiento con el que se han dispuesto y que proporcionan un ahorro de hormigón y armado, aunque la necesidad de encofrado oculto, así como los 3 metros de zona macizada con los que se han diseñado cada una de ellas.

Del mismo modo, se ha estimado la cantidad de material y encofrado necesarios para la ejecución del tablero definido de intradós curvo para la presente estructura, simplificando dicha volumetría en un tablero de canto constante igual al canto medio del tablero diseñado. Des mismo modo, el importante aligeramiento que presenta la sección del cajón permite una gran reducción de material, aunque requiere del uso de encofrado oculto para su ejecución.

	Hormigón	Encofrado visto	Encofrado oculto	A. Pasiva	A. Activa
Pila 1	1035,82 m^3	1491,00 m^2	1036,00 m^2	82865,60 kg	0,00kg
Pila 2	885,15 m^3	1278,90 m^2	875,70 m^2	70812,00 kg	0,00 kg
Tablero	1741,17 m^3	3201,55 m^2	2601,32 m^2	174117,06 kg	41493,60 kg
TOTAL	3662,14 m^3	5971,45 m^2	4513,02 m^2	327794,66 kg	41493,60 kg

Tabla 16 Material necesario alternativa en cajón

3.6.4.1.2. Puente en arco, 12 vanos

Del mismo modo, se ha parametrizado la geometría diseñada para la solución en arco planteada con el objetivo de extraer la cantidad de hormigón, encofrado, armado y pretensado que requieren los elementos más representativos que conforman la estructura. En lo que respecta al arco, se ha estimado su sección media, así como su longitud en sentido de avance del mismo, de 159,50 metros.

Destaca en esta solución la posibilidad de ejecutar el tablero armado y no pretensado gracias a las pequeñas luces de vano generadas por la disposición de pilas planteada. Se ha empleado para la estimación de las cuantías expuestas en la siguiente tabla, tal y como se ha hecho para el resto de puentes analizados, cantidades de 80 kg/m^3 para la armadura pasiva de las pilas, así como para el armado del arco tal y como se ha podido estimar del estudio de diferentes proyectos ya ejecutados, y 100 kg/m^3 para las pasivas del tablero.

	Hormigón	Encofrado visto	Encofrado oculto	A. Pasiva	A. Activa
Pilas 1 a 10	964,83 m^3	2290.27 m^2	0,00 m^2	77186,50 kg	0,00kg
Arco	895,50 m^3	2855,62 m^2	1962,30 m^2	71639,74 kg	0,00kg
Tablero	1397,42 m^3	2506,53 m^2	0,00 m^2	139742,04 kg	0,00kg
TOTAL	3257,75 m^3	7652,42 m^2	1962,30 m^2	288568.28 kg	0,00kg

Tabla 17 Material necesario alternativa en arco

3.6.4.1.3. Puente.pórtico

En cuanto a la estimación económica de esta solución se ha estimado, tal y como se ha realizado en el resto de alternativas, la volumetría y superficie de encofrado visto y oculto necesaria tanto del tablero, cuyo elevado canto condiciona la viabilidad económica de la presente solución, como de cada una de las pilas.

Tal y como se expone en el apartado 3.6.3.2, el diseño definitivo con el que se han estimado las dimensiones de cada una de las pilas supone un aumento del canto en sentido transversal de forma lineal y sin aligeramiento alguno en el interior de la pila. Se han utilizado, sin embargo, considerando las elevadas dimensiones de las cada una de las pilas inclinadas, una cuantía menor de armadura pasiva para las mismas, de 70 kg/m^3.

	Hormigón	Encofrado visto	Encofrado oculto	A. Pasiva	A. Activa
Pila 1	1862,70 m^3	1440,89 m^2	0,00 m^2	130389,00 kg	0,00kg
Pila 2	1974,31 m^3	1524,11 m^2	0,00 m^2	106687,35 kg	0,00kg
Tablero	1766,03 m^3	5531,91 m^2	2619,99 m^2	176603,00 kg	41493,60 kg
TOTAL	5603.04 m^3	8496,91 m^2	2619,99 m^2	413679,35 kg	41493,60 kg

Tabla 18 Material necesario alternativa en pórtico

3.6.4.2. Conclusiones

Para la estimación económica de cada una de las alternativas, se han considerado para las unidades consideradas como más significativas en lo relativo a la viabilidad de las mismas, precios próximos a los que se estipulan en la "Base de Precios de referencia de la dirección general de carreteras" (Orden Circular 37/2016). Estos son, en relación a las diferentes partidas que se han utilizado para la comparación de soluciones, los que se exponen en la siguiente tabla, en la que se obtiene una estimación económica de la cuantía que suponen las partidas fundamentales de cada alternativa estructural planteada.

Partida	Precio	**Cajón**	**Arco**	**Pórtico**
HA-30/40 y HP	106 €/m^3	388187 €	345322 €	593922 €
Encofrado visto (plano/curvo)	36 €/m^2	214972 €	275487 €	305889 €
Encofrado oculto (plano/curvo)	30 €/m^2	135391 €	58869 €	78600 €
Armadura pasiva (B 500 S)	0,94 €/kg	308127 €	271254 €	388859 €
Pretensado	3,85 €/kg	159750 €	0 €	159750 €
COSTE DE PARTIDAS ESTUDIADAS		1206427 €	950932 €	1527020 €
RELACIÓN ECONÓMICA		**1,27**	**1**	**1,61**

Tabla 19 Estimación económica

La alternativa en arco planteada, a falta de conocer los costes relativos a movimiento de tierras, ejecución de cimentaciones, procesos constructivos o construcción de estribos o posibles cimbrados, es la presenta un menor coste económico en lo relativo a sus elementos estructurales fundamentales, pudiendo presentar un presupuesto de en torno a un 25% superior la alternativa en cajón, y superior al 40% el puente-pórtico planteado.

Por lo tanto, tras la primera fase del presente estudio de soluciones, en el que se estimó la viabilidad técnica de todas y cada una de las alternativas estructurales que tienen cabida en el emplazamiento de proyecto; y tras la segunda y última fase en la que las alternativas que han obtenido una mayor valoración se han proyectado y analizado en torno a la ejecución de los elementos estructurales fundamentales que la conforman, la alternativa que se decide proyectar para el paso por el rio Mijares de la alternativa 2 de trazado de la mejora de la A-1515 es:

Estructura de proyecto en alternativa 2 de trazado
SOLUCIÓN EN ARCO INFERIOR, 12 VANOS

4. BASES DE CÁLCULO

4.1. Normativa utilizada

Los diferentes documentos técnicos utilizados para el cálculo estructural del puente proyectado, así como la normativa que se ha empleado para el mismo, se numeran a continuación.

4.1.1. Normas de acciones

[1] "Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera" (IAP-11).

[2] "Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación" (NCSE-02).

[3] "Obras de paso de nueva construcción – Conceptos generales"

[4] "Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes" (NCSP-07)

4.1.2. Normas de construcción

[5] "Instrucción de Hormigón Estructural" (EHE-08),

4.2. Criterios de seguridad

Será necesario, mediante la comprobación del cumplimiento de los estados límites, la justificación de la seguridad y aptitud estructural de la solución proyectada. Será para ello sometida la estructura a los estados límite de servicio y últimos que se exponen a continuación, de forma que se aplicarán aquellas condiciones para las que puede considerarse que, de ser superadas, la estructura no cumple alguno de los requisitos de proyecto.

4.2.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

La aplicación de los mismos supone que la estructura deje de cumplir su función por motivos de durabilidad, funcionales o estéticos, sin suponer el colapso de la misma. Se considerarán al respecto:

- E.L.S de fisuración que afecte a la durabilidad o estética del puente
- E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.
- E.L.S. de vibraciones que no sean aceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- E.L.S. de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversible

4.2.2. Estados Límite Último (E.L.U.)

La aplicación de los mismos supone el agotamiento o colapso del total o parte de la estructura. Se considerarán al respecto:

- ELU de equilibrio, por pérdida de estabilidad estática de una parte o conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- ELU de rotura, por agotamiento resistente o deformación plástica excesiva.
- ELU de fatiga, por daños debido a solicitaciones variables repetidas

4.3. Valores característicos de las acciones

Se han aplicado en lo relativo a los valores de las acciones a considerar en las diferentes comprobaciones de cálculo sobre la estructura los criterios que la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, (IAP-11) [1].

4.3.1. Acciones permanentes (G)

Son aquellas producidas por el peso de los elementos que forman parte del puente, cuyo valor característico depende tanto de las dimensiones definidas en los planos como de los pesos específicos correspondientes. Dichas acciones pueden clasificarse en peso propio y cargas muertas.

4.3.1.1. Peso propio

Para la estimación de la acción correspondiente al peso de los elementos estructurales, y considerando que los mismos están proyectados para su ejecución en hormigón, se ha considerado un peso específico de dicho hormigón de 25,0 kN/m^3. La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura.

4.3.1.2. Carga muerta

Se consideran como cargas permanentes actuantes sobre el tablero, aunque sin tener carácter estructural, las que se exponen a continuación.

Pavimento

Se ha considerado para el cálculo del valor característico del peso propio del pavimento una densidad del mismo de 23 kN/m^3, así como un espesor teórico adoptado para el cálculo estructural de 10 cm extendidos en un ancho de tablero de 10 metros que dan cabida a los carriles y arcenes presentes en la plataforma. De ese modo, la carga lineal que se aplicará sobre el modelo estructural tiene un valor característico obtenido de la siguiente expresión.

$$\text{Pavimento} = 23\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0{,}1\text{m} * 10\text{m} = 23\frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pretiles

Para la obtención que la carga que transmiten los pretiles dispuestos para la solución definitiva, se ha dividido el peso de los mismos en las cargas que transmiten sus dos elementos característicos, la barrera metálica y la peana de hormigón sobre la que se asienta.

Con respecto a esta última, dicha peana presenta una sección de 15,67 dm^2, la cual, aplicando una densidad del hormigón con la que está ejecutada de 25 kN/m^3, generan una acción de 3,92 kN/m. En lo relativo a la barrera, se supone un peso de la misma de 200 kg/m.l.

Será por lo tanto el valor característico de la acción permanente total debido al peso de los dos pretiles dispuestos en los sobreanchos de 65 cm dispuestos en los extremos de la sección transversal:

$$\text{Pretiles} = 2 * \left(25\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0{,}1567\text{m}^2 * 200\frac{\text{kg}}{\text{m.l.}} * \frac{1}{1000} * 9.81\frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right) = 11{,}76\frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*)

4.3.2.1. Pretensado

Según lo dispuesto en el diseño y predimensionamiento de la estructura, no se requiere armadura activa en ninguno de sus elementos, por lo que no se considera acciones de pretensado.

4.3.2.2. Acciones reológicas

Atendiendo a las indicaciones que proporciona la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", (IAP-11) [1], así como la normativa EHE-08, las acciones reológicas a considerar en proyectos de puentes de carretera son las siguientes.

Fluencia

No se consideran los efectos de fluencia en la estructura al no existir aplicación de carga de pretensado.

Retracción

La evaluación del valor de la retracción ha sido calculada según lo dispuesto en el apartado 39.7 de la "Instrucción de Hormigón Estructural, (EHE-08), teniendo en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, espesor de la pieza, la composición del hormigón y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

EL cálculo en cuestión se incluye en el *Apéndice I* del presente anejo, habiéndose utilizado para el mismo un valor de humedad relativa *HR* de 63%, obtenida del "Informe de Estadística de Aragón" (Datos 1971-2000). Debe destacarse, además, que se ha tomado como edad del hormigón al comienzo de la retracción el momento de final de curado, 7 días.

Teniendo en cuenta que el alcance del presente anejo se centra en el diseño de la mejor solución estructural para el puente en cuestión, así como en la comprobación de su viabilidad técnica y económica, se ha simplificado el cálculo de la retracción definiendo sobre el modelo estructural únicamente el efecto de dicho fenómeno pueda provocar sobre el tablero a largo plazo. Al respecto se considera que, durante la ejecución de la estructura, no existen efectos debidos a retracción de cualquier elemento que generen efecto alguno sobre la ejecución de cualquier otro elemento, o incluso entre fases de ejecución de un elemento en concreto como, en este caso, el tablero. Por lo tanto, únicamente se ha obtenido en el Anejo I la variación de temperatura a la que equivale la deformación producida por retracción del hormigón que conforma el tablero en un tiempo infinito, considerando dicho tablero como una losa continua.

Se muestra a continuación un cuadro resumen con los resultados obtenidos:

HR (%)	β_{HR}	f_{ck} (N/mm^2)	f_{cm} (N/mm^2)	f_{cm0} (N/mm^2)	α_{ds1}	α_{ds2}
63	-1.1624	40	48	10	4	0.12
T_s (días)	T (días)	K_e	β_{ds} (t-t_s)	β_{as}	$\varepsilon_{cd,\infty}$ (m/m)	$\varepsilon_{ca,\infty}$ (m/m)
7	∞	0,7	1	1	-3,56E-04	7,5E-05
		ε_{cd} (m/m)	ε_{ca} (m/m)	ε_{cs} (m/m)		
		2,49E-04	7,5E-05	3,24 E-04		

Tabla 20 Resultados cálculo retracción

La componente uniforme de temperatura que debe aplicarse al modelo de cálculo diseñado para la comprobación del puente en arco proyectado es, por lo tanto:

$$\Delta L = L * \alpha * \Delta T \quad \rightarrow \quad \Delta T = \frac{\frac{\Delta L}{L}}{\alpha} = \frac{-0{,}000324}{0{,}00001} = -32{,}38\ ºC$$

4.3.2.3. Empuje del terreno

No se consideran en el proyecto empujes actuantes del terreno sobre el tablero, pilas o sobre el arco. Sin embargo, deberá considerarse dicho empuje sobre los estribos, en caso de comprobar la estabilidad estructural de los mismos, aplicando una carga uniforme en el trasdós de los mismos de 10 kN/m.

4.3.2.4. Asientos del terreno de cimentación

No se consideran en el presente proyecto, tendiendo a los estudios realizados sobre las propiedades del terreno de cimentación, efectos producidos por asientos de dicho terreno, cuyas características fundamentales lo definen como una roca caliza de gran resistencia y estabilidad.

4.3.2.5. Rozamiento de apoyos deslizantes

No se ha considerado el uso de aparatos de apoyo deslizantes, por lo que no se tendrán en cuenta acciones al respecto.

4.3.3. Acciones variables (Q)

Son acciones externas a la estructura que pueden o no actuar sobre la misma.

4.3.3.1. Sobrecarga de uso

Son aquellas cargas transmitidas a la estructura que tienen su origen en el propio uso para el que fue proyectada. Se consideran tanto verticales como horizontales.

4.3.3.1.1. Sobrecargas verticales

Para su estimación, en primer lugar, se ha definido el tren de cargas actuante, atendiendo a las indicaciones que indica la IAP-11, para lo que se ha definido la división de la plataforma, entendida como la superficie apta para el tráfico, en carriles virtuales tal y como especifica la instrucción. De ese modo, los 10 metros de ancho total (w) de la plataforma, que dan cabida a 2 carriles de 3,5 m y los arcenes de 1,5 m se han dividido en un total de 3 carriles virtuales de 3 m de ancho, siendo el carril 1 el más cargado y el carril 3 el que recibe una carga menor, y un área remanente de 1 m.

Atendiendo a dicha división en carriles virtuales, se aplicarán sobre los mismos, tal y como se refleja en la *Fig. 22*, las siguientes solicitaciones:

- Las cargas transmitidas por vehículos pesados, de forma que en el carril virtual 1 actúa un vehículo pesado modelizado como un vehículo de 2 ejes de 1,2 metros de longitud y separados entre sí una distancia de 2 metros, centrado en el carril, de Q_{1k} = 300 kN por eje. Al mismo tiempo, y también centrados en los carriles 2 y 3, actúan vehículos pesados de Q_{2k} = 200 kN y Q_{3k} = 100 kN por eje respectivamente. De esa forma, dicho tren de cargas da lugar a una carga sobre el tablero de 600 kN por eje que pueden simplificarse a 1200 kN en el punto crítico de aplicación.
- Una sobrecarga uniforme actuante simultáneamente en cada uno de los tres carriles virtuales de valores q_{1k} = 9,0 kN/m^2, q_{2k} = 2,5 kN/m^2 y q_{3k} = 2,5 kN/m^2, así como en el área remanente de valor q_{rk} = 2,5 kN/m^2. Considerando el ancho tanto de cada uno de los carriles como del área remanente, la solicitación actuante debido a dicha sobrecarga uniforme puede considerarse como una sobrecarga lineal de 118,5 kN/m.

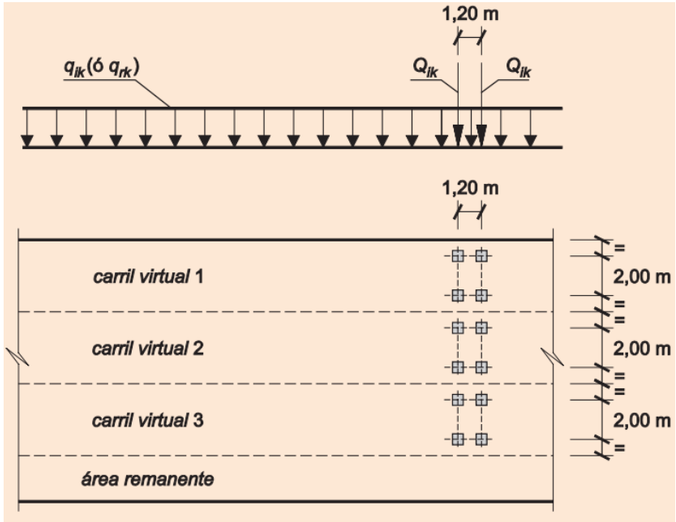


Fig. 22 Tren de cargas a aplicar en sobrecarga de uso

- No se consideran cargas verticales debido al tráfico de peatones sobre la plataforma, pues la estructura no se concibe para dicho uso.

4.3.3.1.2. Sobrecargas horizontales

Frenado y arranque

La fuerza horizontal actuante debido al frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos se supone uniformemente distribuida en dirección longitudinal, aplicada al nivel de la superficie del pavimento, y con un valor, obtenido mediante la fórmula que facilita la IAP-11, de Q_{lk} = 405,9 kN, el cual a efectos de cálculo se aplicará como una carga de 4,41 kN/m distribuida en el eje local longitudinal del tablero, tanto en sentido positivo como negativo.

$$Q_{lk} = 0.6 * 2Q_{1k} + 0.1 * q_{1k} * w_1 * L = 900\ \text{kN} = \frac{900\ \text{kN}}{204\ \text{m}} = 4{,}41\ \text{kN/m}$$

Siendo L la distancia entre juntas contiguas, estimada simplificadamente como la longitud total del tablero considerando el mismo como una losa continua de 204 m.

Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

Al haberse definido el trazado de la alternativa 2 de mejora de la A-1515 de planta recta a su paso por el río Mijares, no se consideran las fuerzas transversales que, en caso contrario, los vehículos generarían sobre la estructura.

4.3.3.2. Viento

Se considera, por un lado, la acción del viento actuante sobre el tablero de forma que genere un empuje horizontal, debido a la propia velocidad que presente el viento en el punto estimado de aplicación de dicha carga y la geometría transversal a la dirección del viento que presente el tablero. Además, se genera un empuje vertical derivado de los posibles efectos aerodinámicos que, provocados por el diseño geométrico de la estructura, pueda ocasionar el viento sobre el tablero al entrar en interacción con la misma. Estas acciones se han estimado considerando las indicaciones que proporciona la IAP-11 al respecto, adjuntándose dicho cálculo en el *Apéndice II*. Se ha desestimado, sin embargo, la determinación del empuje longitudinal del viento ya que, atendiendo a los resultados obtenidos durante el cálculo del mismo, puede considerarse irrelevante frente al resto de solicitaciones actuantes sobre la estructura.

Por otro lado, en lo relativo a la acción del viento sobre los demás elementos que conforman la estructura, se ha estimado la misma sobre las áreas expuestas del arco y de cada una de las pilas. De ese modo, se ha determinado cual es el empuje horizontal por unidad de altura que el viento transversal ejerce sobre cada una de las pilas, así como sobre el arco, considerando los parámetros que se han extraído del diseño geométrico de dichos elementos previamente realizado. Para ello, se ha simplificado la variación lineal de la velocidad del viento en altura mediante la aplicación de una carga distribuida de valor constante a la generada en el centro de gravedad del área expuesta de cada uno de los elementos estudiados. En cuanto a la acción del viento transversal del viento se ha estimado, además, cual es el empuje vertical del mismo sobre el arco, aunque no se considera dicho valor en los cálculos, teniendo en cuenta que el diseño geométrico del mismo no provoca efecto aerodinámico alguno que pueda ocasionar dicho empuje vertical del viento.

A continuación, se exponen los resultados obtenidos:

Elemento de la estructura	Dirección y empuje del viento		F_w/m
TABLERO	Empuje viento transversal	Empuje horizontal	7,27 kN/m
		Empuje vertical	20,30 kN/m
	Empuje viento longitudinal		1,60 kN/m
ARCO	Empuje viento transversal	Empuje horizontal	5,44 kN/m
		Empuje vertical	5,11 kN/m

PILAS	P1	Empuje viento transversal	Empuje horizontal	3,78 kN/m
	P2			3,65 kN/m
	P3			3,77 kN/m
	P4			3,85 kN/m
	P5			3,86 kN/m
	P6			3,91 kN/m
	P7			3,88 kN/m
	P8			3,82 kN/m
	P9			3,72 kN/m
	P10			3,90 kN/m

Tabla 21 Acciones del viento consideradas

4.3.3.3. Acción térmica

Se han evaluado, tal y como indica la IAP-11, los valores representativos de la acción térmica considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal. Se ha realizado dicho cálculo, desarrollado detalladamente en el *Apéndice III* del presente anejo, sobre el efecto de la acción térmica sobre el tablero, sobre las pilas, y entre el tablero y el arco. Debe tenerse en cuenta que, evidentemente, se deberá considerar la componente uniforme de temperatura en expansión concomitante al gradiente positivo de temperatura, así como la componente uniforme en contracción con el gradiente negativo.

4.3.4. Solicitaciones sísmicas

Atendiendo a las indicaciones de la "Norma de Construcción Sismorresistente" (NCSP-07) no se requiere la consideración de las acciones sísmicas en la zona de emplazamiento, la cual presenta una aceleración sísmica horizontal básica a_b, definida en *la Fig. 23* obtenida de dicha norma, inferior a 0,04 g.

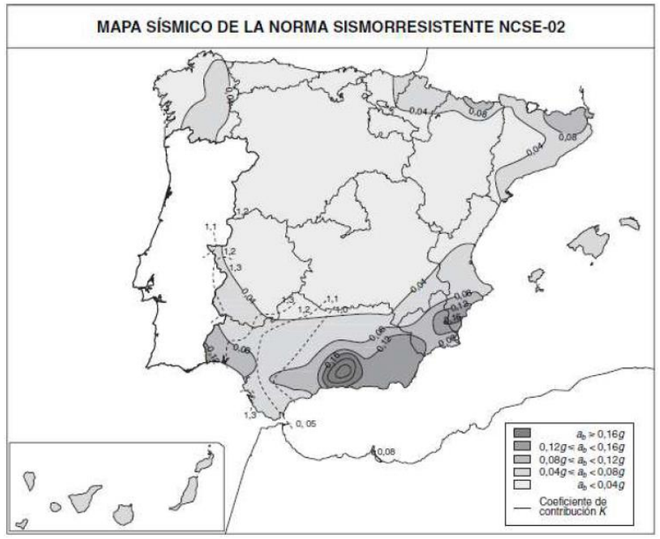


Fig. 23 Mapa sísmico de la NCSP-07

4.4. Valores representativos de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la Instrucción IAP-11 sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.

Las acciones se han definido, por lo tanto, en su magnitud, por sus valores representativos, pudiendo una misma acción tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación en función del tipo de acción.

4.4.1. Acciones permanentes (G)

Para estas se considera únicamente un valor representativo, coincidente con el valor característico G_k excepto para el pavimento, cuya acción correspondiente se considerará mediante dos valores representativos $G_{k,inf}$, utilizado en los casos en los que el efecto de la acción sea favorable, y $G_{k,sup}$ coincidente con el valor de $G_{k,inf}$ mayorado en un 50% y que se utilizará en los casos en los que el efecto de la acción sea desfavorable.

4.4.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*)

Con respecto a las acciones reológicas, se estimará únicamente el efecto producido por la retracción del hormigón. Se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico correspondiente al instante "t" en el que se realiza la comprobación. En el caso que ocupa la presente comprobación estructural, se aplica el efecto de la retracción mediante el incremento de temperatura equivalente a la deformación por metro lineal que dicho efecto genera en el tablero.

4.4.3. Acciones variables (Q)

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos, en función de la combinación de acciones a comprobar y la relación de concomitancias entre las mismas:

- Valor característico Q_k: valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación $\psi_0 Q_k$: valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.
- Valor frecuente $\psi_1 Q_k$: valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.
- Valor casi-permanente $\psi_2 Q_k$: valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los valores de los factores de simultaneidad ψ son los siguientes:

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2(1)
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (*apartado 6.3.1.3*), para la cual se tomará igual a 0,2.

Fig. 24 Factores de simultaneidad

4.4.4. Acciones accidentales (A)

No van a considerarse en el presente proyecto el valor de dichas acciones.

4.5. Valor de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial γ_F. En las comprobaciones realizadas en el presente proyecto, estos coeficientes varían según la situación de proyecto sea persistente o transitoria y según el estado límite objeto de comprobación (equilibrio o resistente).

4.5.1. Estados límites últimos (ELU)

Para los valores de cálculo de comprobaciones en ELU, se comprueba la resistencia de la estructura aplicando sobre cada una de las acciones actuantes consideradas los coeficientes parciales que figuran en la tabla expuesta en la *Fig. 25*.

Al respecto, se considerará la carga generada por el peso del pavimento, tal y como se ha comentado anteriormente, con un valor representativo de $G_{k,inf}$ cuando su efecto es favorable, y con un valor representativo de $G_{k,sup}$ cuando dicho efecto es desfavorable, debiéndose por lo tanto mayorar el mismo por γ_F =1,35.

Debe tenerse en cuenta, además, que el efecto de la retracción se ha de considerar como una acción reológica y, por otro lado, el esfuerzo de frenado y arranque, deberá considerarse como una componente de la sobrecarga de uso. Este último esfuerzo, sin embargo, no debe aplicarse concomitante a los esfuerzos verticales que conforman el "grupo 1" de sobrecargas de uso, sino que son exclusivos entre sí.

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2(1) / 1,3(2)
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35(3)
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

(1) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
(2) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
(3) El coeficiente $\gamma_{G^*} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G^*} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

Fig. 25 Coeficientes parciales (ELU)

4.5.2. Estados límites de servicio (ELS)

Del mismo modo, se adoptarán para las comprobaciones en ELS los valores de los coeficientes parciales indicadas en la tabla 6.2-c de la IAP-11.

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (*G*)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (*G**)	Pretensado P_1	0,9(1)	1,1(1)
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
Variable (*Q*)	Sobrecarga de uso	0	1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

(1) Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

Fig. 26 Coeficientes parciales (ELS)

4.6. Combinación de acciones

Atendiendo a los criterios especificados en la IAP-11, deberán considerarse las hipótesis de carga críticas en las siguientes situaciones de proyecto.

4.6.1. Estados límite últimos (ELU)

4.6.1.1. Situaciones persistentes y transitorias

Se llevarán a cabo únicamente la verificación de los estados límites últimos para la situación persistente o transitoria. Las combinaciones de las distintas acciones consideradas en estas situaciones se realizarán de acuerdo con el siguiente criterio:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{i\geq 1}\gamma_{G*,i}G*_{k,i}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Donde:

- $G_{k,j}$: valor representativo de cada acción permanente
- $G*_{k,i}$: valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$: valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante
- $\psi_{0,i}\ Q_{k,i}$: valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

Se han considerado, para las correspondientes verificaciones, las especificaciones que facilita al respecto la IAP-11, entre las que deben destacarse:

- En los casos en los que se considere el viento como la acción variable dominante de la combinación, no se considerará los efectos de la sobrecarga de uso.
- Considerada dicha sobrecarga de uso, sí que se deberá tener en cuenta el efecto del viento, siempre y cuando se cumplan el resto de especificaciones.
- Los grupos de cargas que conforman las distintas componentes de la sobrecarga de uso son excluyentes entre sí.
- No se deberá considerar la acción del viento cuando esté incluida en la combinación la acción de la fuerza horizontal provocada por la sobrecarga de uso (grupo 2), la cual, atendiendo a los factores de simultaneidad a aplicar, únicamente se incluirá dicha carga cuando se considere esta como la dominante. En ese caso tampoco se tendrá en cuenta, por lo tanto, los efectos del grupo 1 del tren de cargas.
- No se considerarán las acciones de viento y temperatura simultáneamente, sea o no alguna de ellas la dominante de la combinación.

4.6.2. Estados Límite de Servicio (ELS)

Se llevará a cabo la verificación de los estados límites de servicio atendiendo del mismo modo a las consideraciones anteriormente expuestas para las siguientes combinaciones:

- Combinación característica:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{m\geq 1}\gamma_{G*,m}G*_{k,m}+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{m\geq 1}\gamma_{G*,m}G*_{k,m}+\gamma_{Q,1}\Psi_{1,1}Q_{k,1}+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\sum_{m\geq 1}\gamma_{G*,m}G*_{k,m}+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

5. MODELO DE CÁLCULO

Se ha definido, utilizando el software *SAP2000 v15*, los criterios principales que debe cumplir el modelo de cálculo con el que se realizaran las pertinentes comprobaciones frente a las combinaciones de esfuerzos expuestas anteriormente.

5.1. Definición de los materiales

En primero lugar, se han definido los materiales con los que se dotarán a los diferentes elementos estructurales que conforman el puente arco proyectado. Se exponen a continuación las propiedades de los mismos definidas en el modelo de cálculo con el que se realizaran las comprobaciones y análisis necesarios para el presente proyecto en cuanto a la estructura proyectada.

- Hormigón para el tablero y arco:

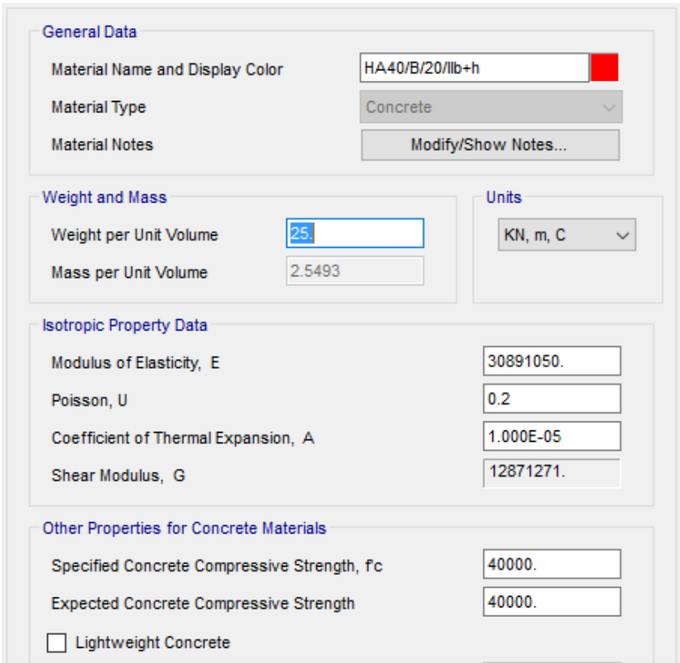


Fig. 27 Definición materiales, HA40

- Hormigón para las pilas:

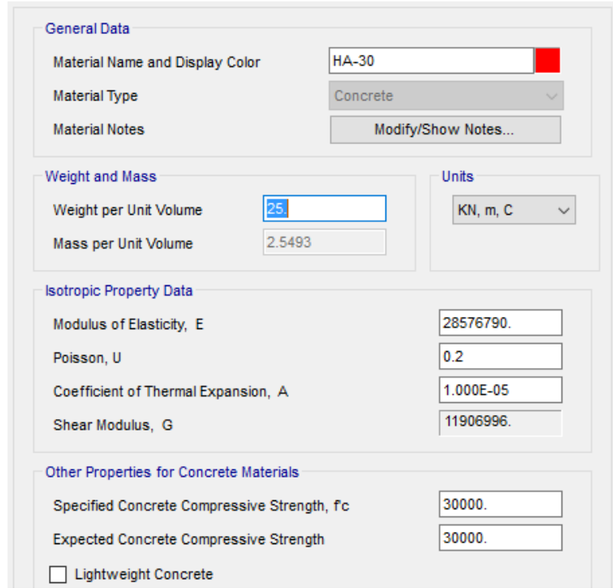


Fig. 28 Definición materiales, HA30

- Acero para armadura pasiva:

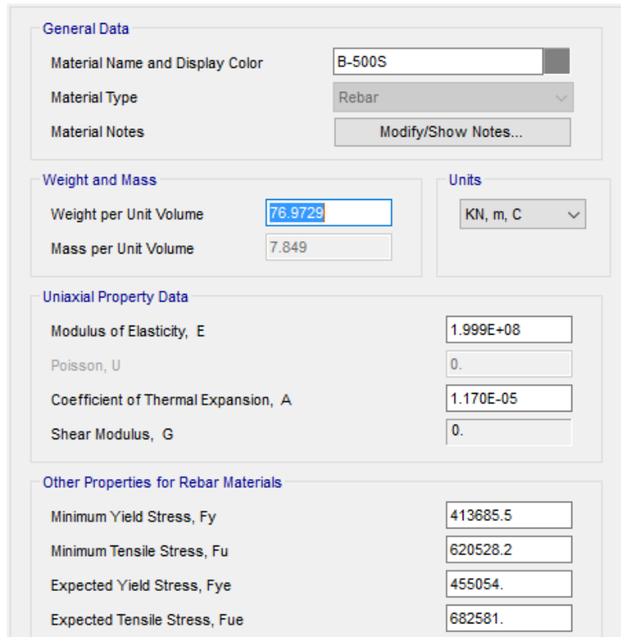


Fig. 29 Definición materiales, B-500S

5.2. Definición de los elementos

5.2.1. Tablero

En primer lugar, debe importarse la geometría del mismo, obtenida mediante la importación de los puntos de la rasante que permiten conocer con precisión la forma del tablero.

Posteriormente, y dotando a la misma del material HA-40 previamente descrito, se procede a definir la sección, atendiendo al diseño previo realizado como un tablero losa de 80 cm de canto, no aligerada y de canto constante, tal y como se muestra en la *Fig. 30.*

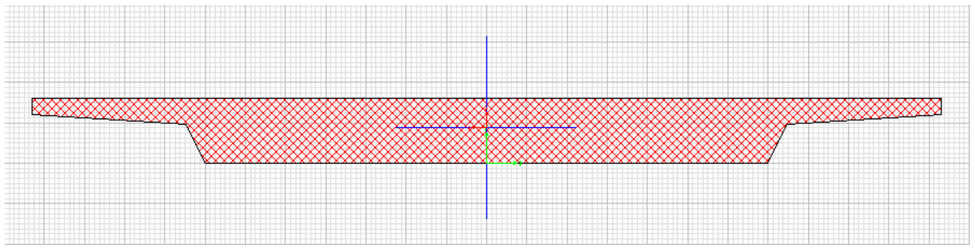


Fig. 30 Modelo, sección tablero

Al haber importado la geometría del eje del tablero a través de puntos pertenecientes a la rasante del puente, se ha asignado dicha sección al tablero mediante un punto de inserción que no se encuentra, como es habitual, en el centroide de la sección, sino en el centro de la plataforma superior de la misma, análogo al eje de la rasante.

5.2.2. Pilas

Se han definido, tal y como se hizo para el tablero, la geometría básica de las pilas mediante la importación de los puntos de unión con el tablero o con el arco o los puntos de cimentación.

Posteriormente, se ha definido la sección, también constante, con las que se han diseñado las mismas.

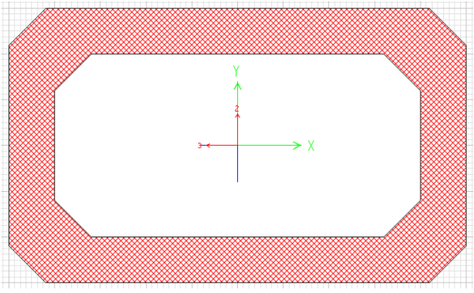


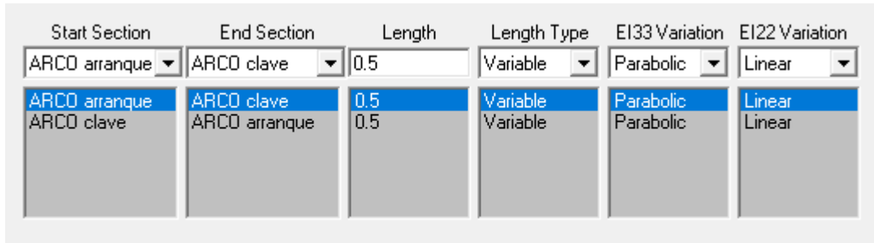
Fig. 31 Modelo, sección pilas

El diseño de pilas se ha considerado disponiendo las mismas duplicadas en sentido transversal, de forma que, de una misma losa de cimentación, o desde el propio arco, arranquen dos pilas con la sección definida sobre las que se asienta el tablero. Para ello, las pilas generadas en el modelo, que se crean dispuestas en el plano del eje del tablero, se han duplicado y desplazado de forma que tengan la distancia especificada en los planos referidos al respecto de este mismo proyecto. Para solucionar la unión pilas-tablero, teniendo en cuenta que los ejes no presentan unión alguna al estar desfasados, se han dispuesto enlaces ellos, del mismo modo que se hará en el punto de unión arco-tablero.

5.2.3. Arco

En lo relativo a la definición del modelo estructural del arco, se ha definido una geometría aproximada de su eje mediante la generación de una viga de eje parabólico pasando por los tres puntos arranque-clave-arranque definidos previamente.

En cuanto a la sección de dicho arco, debe considerarse la misma como aligerada y de sección variable, siendo mayor el lado de la sección perteneciente al plano XZ en las secciones de arranque, de 2 m, y menor en la sección en clave, con 1,4 m. Para ello, se han definido las dos secciones por separado, para posteriormente definir una sección variable que presente dos tramos de variación cuadrática del canto, un tramo desde el apoyo dorsal a la clave, y otro de clave al apoyo frontal, tal y como se muestra en la Fig. 32.



Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
ARCO arranque	ARCO clave	0.5	Variable	Parabolic	Linear
ARCO arranque	ARCO clave	0.5	Variable	Parabolic	Linear
ARCO clave	ARCO arranque	0.5	Variable	Parabolic	Linear

Fig. 32 Modelo, sección arco

Del mismo modo que se ha hecho con las pilas, la estructura presenta dos arcos definidos por la geometría de su eje, ya definida, su sección, y la separación entre ellos. Dicha separación será aplicada duplicando y desplazando el arco generado a la posición definida en el diseño estructural del puente.

5.2.4. Vinculaciones

Se han definido las vinculaciones necesarias entre los distintos elementos que conforman el modelo estructural.

Por un lado, en lo relativo a las conexiones entre pilas y tablero, se han planteado las mismas de forma que las pilas estén completamente empotradas en el tablero, disponiendo en el modelo enlaces de forma que se coarte cualquier tipo de movimiento y

de forma que se ahorre en el diseño la necesidad de neoprenos de apoyo que conformarían un coste añadido a la solución. Sin embargo, al analizar los resultados obtenidos se han realizado modificaciones al respecto tal y como se especifican en el apartado 6.1.1. Además, la cimentación de dichas pilas también se ha modelizado en forma de empotramiento aplicando las restricciones pertinentes.

Por otro lado, la modelización de los apoyos dorsal y frontal se ha realizado de forma que se libera únicamente el giro a flexión del arco *"r2"*. De ese mismo modo, los apoyos del tablero en sendos estribos se conciben como simples apoyos en los que únicamente se restringe los movimientos a torsión de la sección del tablero, así como el desplazamiento vertical del mismo.

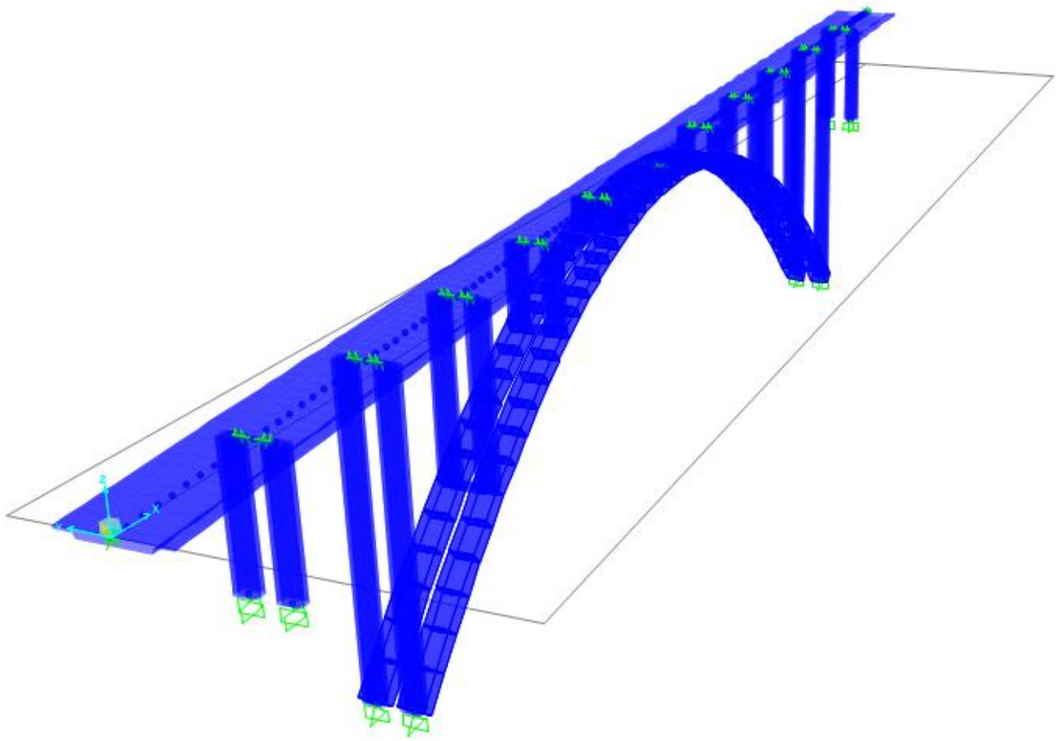


Fig. 33 Modelo final

5.3. Definición de las cargas

Atendiendo a los cálculos previamente realizados para el efecto de cada una de las cargas que deben considerarse para cada uno de los elementos que conforman el sistema estructural modelizado, se han introducido dichas cargas en el software de cálculo. Se debe tener en cuenta que SAP2000 modeliza los efectos producidos por el peso propio de cada uno de sus elementos una vez definido las propiedades del material con el que están estos ejecutados, así como sus dimensiones y secciones, por lo que no se requiere introducir una acción externa para la consideración de dicha acción sobre el modelo.

5.3.1. Cargas sobre tablero

Actuando sobre el tablero, se han definido las siguientes solicitaciones:

- Pretiles: Como una carga distribuida no dispuesta en los sobreanchos de 0,65 m definidos en la sección para la colocación de dichos pretiles, sino simplificada a una carga distribuida actuando en el eje del tablero que englobe el valor característico de las dos peanas y barandillas.
- Pavimento: Se ha definido, también de forma simplificada sobre el eje del tablero, una carga distribuida de valor $G_{k,inf}$ = 23 kN/m que posteriormente será mayorada para las combinaciones de esfuerzos que lo requieran.
- Viento: Se han definido todas las posibles cargas actuantes debido al viento transversal. Tanto la carga vertical como las horizontales en sentido tanto positivo como negativo al eje "y".
- Frenado: La carga de frenado y arranque se ha definido como una carga de 4,41 kN/m distribuida a lo largo del eje local "1" (longitudinal) del tablero. No se define dicha carga en sentido contrario, sino que dicha carga será considerada a través de los coeficientes de mayoración utilizados para la definición de combinaciones. A efectos de cálculo, el efecto del tablero se considerará un efecto de la sobrecarga de uso, aunque teniendo en cuenta que forma un grupo de cargas diferentes al resto de cargas verticales debidas a dicha sobrecarga, por lo que no serán concomitantes.
- Retracción: Tal y como se ha expuesto anteriormente, el efecto de la retracción del hormigón se aplica sobre el modelo estructural de forma simplificada como la exposición del tablero al enfriamiento, en este caso de -32,38 ºC.
- Temperatura: Al respecto se han definido sobre el tablero las cargas debidas a la componente uniforme de temperatura, tanto en contracción (enfriamiento a -36,63 ºC) como en expansión (calentamiento a 31,66 ºC). Por otro lado, también se ha considerado sobre el tablero el posible efecto de la diferencia vertical de temperatura mediante un gradiente 2-2 de temperatura máximo y mínimo de +13,125 ºC y -10 ºC.

Se exponen a continuación dichas cargas aplicadas sobre uno de los 120 segmentos en los que se ha divido el tablero para aumentar la precisión del modelo generado.

Frame Loads - Distributed

Frame	LoadPat	CoordSys	Type	Dir	DistType	RelDistA	RelDistB	AbsDistA	AbsDistB	FOverLA	FOverLB	MOverLA	MOverLB	GUID
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	Unitless	m	m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	Text
18	pavimento	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000	1.0000	0.00000	1.70201	23.00	23.00			
18	viento h +	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0.0000	1.0000	0.00000	1.70201	7.27	7.27			
18	viento h -	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0.0000	1.0000	0.00000	1.70201	-7.27	-7.27			
18	viento v	GLOBAL	Force	Z	RelDist	0.0000	1.0000	0.00000	1.70201	20.30	20.30			
18	frenado	Local	Force	1	RelDist	0.0000	1.0000	0.00000	1.70201	4.41	4.41			
18	pretiles	GLOBAL	Force	Gravity	RelDist	0.0000	1.0000	0.00000	1.70201	11.76	11.76			

Frame Loads - Temperature

Frame	LoadPat	Type	Temp	TempGrad2	TempGrad3	JtPattern	AutoBridge	BridgeObj
Text	Text	Text	C	C/m	C/m	Text	Yes/No	Text
18	temp. con	Temperature	-26.630			None		
18	temp. exp	Temperature	31.660			None		
18	retraccion	Temperature	-32.380			None		
18	temp. grad+	Gradient2		13.13		None		
18	temp. grad-	Gradient2		-10.00		None		

Fig. 34 Cargas distribuidas y de temperatura sobre tablero

- Sobrecarga de uso (Cargas móviles): Para su definición, se han creado los diferentes "*Paths*" análogos a los carriles virtuales "CV1", "CV2" y "CV3", así como al área remanente "*Arem*" por los que deberá aplicarse el tren de cargas indicado por la IAP-11. Se han definido, al mismo tiempo, los siete vehículos que conforman el grupo 1 de acciones debidas a la aplicación de la sobrecarga de uso sobre la estructura. Estos son, por un lado, los vehículos "Q_{cv1}", "Q_{cv2}" y "Q_{cv3}" que generan una acción puntual que recorre cada uno de los carriles virtuales, y los vehículos "sc_{cv1}", "sc_{cv2}", "sc_{cv3}" y "sc_{rem}" que generan cargas distribuidas que recorren tanto los carriles virtuales como el área remanente que se han creado previamente.

5.3.2. Cargas sobre las pilas

Actuando sobre las pilas, se han definido las siguientes solicitaciones:

- Viento: Se han definido, tal y como especifican los cálculos realizados al respecto en el *Apéndice II* del presente anejo, únicamente la acción horizontal que puede generar el viento transversal sobre cada una de las pilas. Debe tenerse en cuenta que dicha sobrecarga uniforme es diferente para cada una de las pilas, pues el centro de gravedad de la misma se encuentra a una cota diferente y, por lo tanto, también es diferente el efecto del aire en cada una de esas cotas. Además, y teniendo en cuenta que cada una de las pilas está conformada por dos pilastras duplicadas en sentido transversal, debe considerarse que, cuando la dirección del viento es positiva al eje "y" de referencia, este actúa sobre una de las pilas, y cuando tiene un sentido negativo, actúa sobre la otra, generándose una sombra al viento completa entre ellas.
- Temperatura: Para todas y cada una de las pilas definidas en el modelo, se ha aplicado el efecto, únicamente, de la componente uniforme de temperatura, tanto en contracción como en expansión.

Se exponen a continuación, a modo de ejemplo, dichas cargas aplicadas sobre una de las 20 pilastras presentes en el modelo. En este caso, se expone una de las que conforman la pila 3 y que recibe la acción del viento en sentido positivo al eje de referencia "y".

Load Pattern	**temp. con**
Temperature Load	
Temperature	-26.63 °C
Joint Pattern	None
Load Pattern	**viento h +**
Distributed Force	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Y
Start Force/Length	3.77 at 0.
End Force/Length	3.77 at 21.5441
Load Pattern	**temp. exp**
Temperature Load	
Temperature	31.66 °C
Joint Pattern	None

Fig. 35 Acciones sobre pila 3-A

5.3.3. Cargas sobre el arco

Actuando sobre el arco, se han definido las siguientes solicitaciones:

- Viento: Se ha definido, tal y como se ha hecho para las pilas, el efecto horizontal de la acción del viento transversal sobre el arco, en modo de sobrecarga uniforme cuyo valor se genera mediante el empuje del viento en el centroide del área de referencia del arco expuesta a dicha acción del viento. Tal y como ocurre con las pilas, debe diferenciarse entre los dos arcos existentes en el modelo, recibiendo cada uno de ellos la carga del viento definida en sentidos opuestos.
- Temperatura: Sobre cada uno de los arcos se ha definido la acción actuante tanto de la componente uniforme de temperatura en contracción y expansión, como del posible gradiente, positivo o negativo, existente entre caras opuestas de la sección del arco.

Se expone a continuación las cargas que se han definido como actuantes sobre uno de los 48 tramos en los que, para mayor exactitud en la creación del modelo, se ha divido, de los dos existentes, el arco que recibe la acción del viento en sentido positivo al eje de referencia "y".

Frame Loads - Distributed

Frame	LoadPat	CoordSys	Type	Dir	DistType	RelDistA	RelDistB	AbsDistA	AbsDistB	FOverLA	FOverLB	MOverLA	MOverLB	GUID
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	Unitless	m	m	KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	Text
340	viento h +	GLOBAL	Force	Y	RelDist	0.0000	1.0000	0.00000	2.85727	5.44	5.44			

Frame Loads - Temperature

Frame	LoadPat	Type	Temp	TempGrad2	TempGrad3	JtPattern	AutoBridge	BridgeObj
Text	Text	Text	C	C/m	C/m	Text	Yes/No	Text
340	temp. con	Temperature	-26.630			None		
340	temp. exp	Temperature	31.660			None		
340	temp. grad+	Gradient2		13.13		None		
340	temp. grad-	Gradient2		-10.00		None		

Fig. 36 Cargas distribuidas y de temperatura sobre el arco A

5.4. Definición de combinaciones de acciones.

Una vez definidos todas las acciones que se han introducido en el modelo actuantes sobre cada uno de los elementos que conforman el mismo, se han introducido, como "load cases", todos los valores que deben considerarse en las diferentes combinaciones de cálculo tanto para Estado Límite Último como de Servicio, habiéndose aplicado sobre dichas cargas los coeficientes parciales necesarios.

Mediante la herramienta de creación de "*load combination*", se generan combinaciones tipo *"envelope"* para cada tipo de acción que permiten considerar el valor máximo y mínimo de todos los "load cases" generados para dicha acción. Todas esas combinaciones *"envelope"*, generadas tanto para ELU como para ELS, se utilizan para generar nuevas envolventes subtotales de tipo *"linear add"* que permiten sumar linealmente todas esas combinaciones *"envelope"* consideradas concomitantes y aplicando los factores de simultaneidad necesarios. Por último, la creación de una última combinación de tipo *"envelope"* con el nombre de "*ELU TOTAL" o "ELS TOTAL*", permite aplicar sobre la estructura durante el análisis la combinación subtotal más desfavorable.

La generación de combinaciones subtotales se ha realizado asegurando el cumplimiento de las especificaciones relativas a concomitancias indicadas en el apartado 4.6.1. del presente anejo. Además, se han incluido *"load cases"* en las combinaciones de acciones variables sin valor alguno, llamadas *"caso 0"*, para poder considerar aquellas situaciones en las que la solicitación más desfavorable es la no actuación de dichas acciones.

Aplicando todas las indicaciones proporcionadas por la IAP-11 al respecto, así como lo comentado en el apartado 4.6. de este anejo, se han generado tantas combinaciones como para poder conocer las combinaciones más desfavorables para las siguientes situaciones de proyecto:

- ELU, Persistente o Transitoria. "ELU TOTAL".
- ELS, Característica. "ELS-C TOTAL"
- ELS, Frecuente. "ELS-F TOTAL"
- ELS, Casi-Permanente. "ELS-CP TOTAL".

6. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO

Tras la introducción en el software de análisis empleado de todos los elementos y variables que definen el modelo de cálculo de la estructura proyectada, se pretende analizar los resultados de esfuerzos obtenidos, así como las comprobaciones seccionales pertinentes.

6.1. Análisis estructural

A continuación, se analizan los resultados de esfuerzos y reacciones en apoyos que se han obtenido del cálculo realizado mediante SAP2000. Para ello, se considera el análisis de la estructura a la mayor solicitación a la que se ha expuesto en el modelo de cálculo, siendo esta la envolvente a Estado Límite Último (ELU).

6.1.1. Diagrama de axiles

El sometimiento de la estructura a la combinación de acciones a ELU más desfavorable proporciona los siguientes resultados en cuanto al esfuerzo axil máximo y mínimo que presenta cada uno de los elementos de la estructura a dicho Estado Límite.

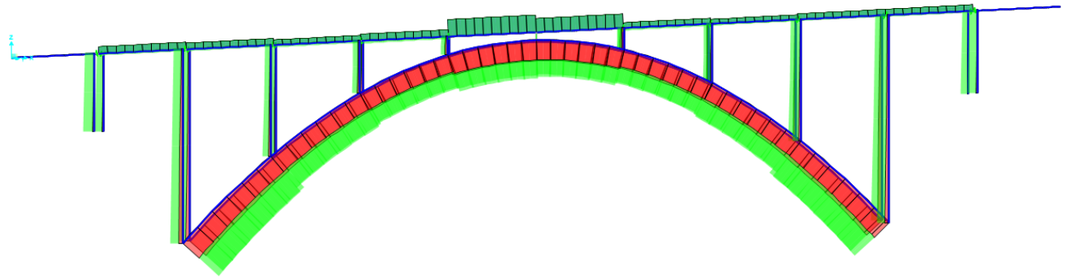


Fig. 37 Diagrama inicial de axiles a ELU

Tal y como puede observarse, la tipología y modelo estructural planteado provoca que, excepto en los vanos extremos, las cargas se transmitan al arco inferior. De esa forma, para cualquier tipo de combinación, la totalidad de las secciones que presentan dicho arco están comprimidas mediante un elevado esfuerzo axil, aprovechándose de esa forma la gran resistencia a compresión del hormigón con el que se ha proyectado. Debido al recorrido que realizan los esfuerzos a través de la estructura, el máximo esfuerzo axil del arco aparece en sus apoyos dorsal y frontal, disminuyendo a medida que el recorrido del arco avanza hacia su clave. Se muestra, por lo tanto, la eficiencia de un diseño seccional del arco como el planteado, variando con una disminución de la sección de arranque a clave.

Por otro lado, destaca la esperada presencia de importantes tracciones en el tablero, especialmente en el vano central en el que la sobrecarga de uso tiene un mayor efecto sobre el total de la estructura. Las tracciones en dicho vano central provocarán la necesidad de un armado excesivo para controlar la fisuración del tablero. Para evitar

dicho efecto, y considerando además que no existe, por sus dimensiones, riesgo alguno de pandeo de las pilas centrales, se ha modificado las vinculaciones de dichas pilas 5A, 5B, 6A y 6B con el tablero de forma que la unión, mediante un apoyo de neopreno, permita el giro del tablero. Tras analizar los datos obtenidos, se observa que se reducen significativamente las tracciones presentes en dicho vano del tablero. De esa forma, el diseño final del modelo estructural permite aportar a cada uno de los vanos del tablero lo que requiere en función de los esfuerzos que se han obtenido, mediante un proceso en cierta forma iterativo que proporciona, tal y como se ha hecho durante todo el proyecto, la solución de mayor viabilidad y eficiencia técnica y económica. Se expone, por lo tanto, en la siguiente figura el diagrama de axiles de la solución definitiva adoptada.

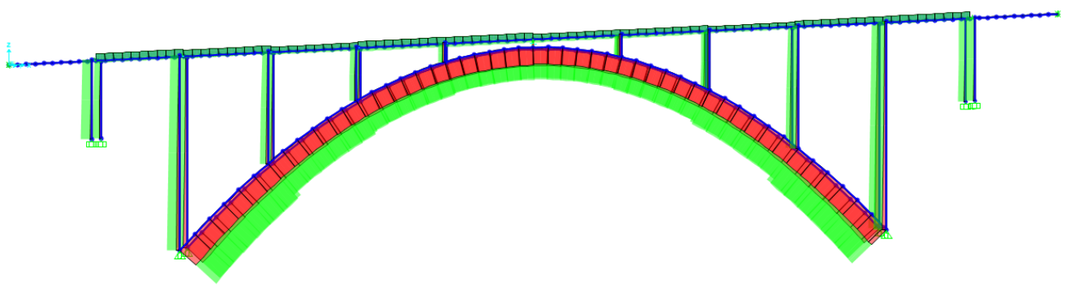


Fig. 38 Diagrama inicial de axiles a ELU

Con respecto a las pilas, y a falta de conocer su comportamiento frente a otros esfuerzos, estas presentan, aunque comprimidas también en su totalidad, menores esfuerzos axiles.

6.1.2. Diagrama de flectores

En cuanto a los flectores respecto a los ejes locales de cada uno de los elementos de la estructura, el modelo de cálculo proporciona los siguientes resultados.

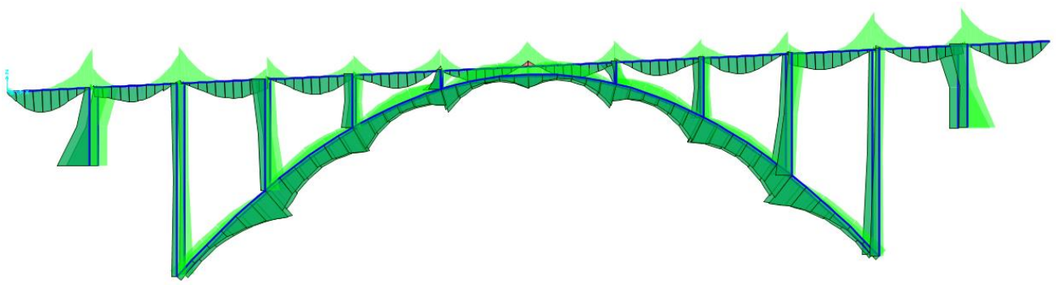


Fig. 39 Diagrama de flectores Mx en ELU

Puede observarse importantes esfuerzos a flexión en los empotramientos del tablero en cada una de las pilas, al restringirse en dichas vinculaciones el giro en el eje “y” del modelo. Además, el tablero presenta sus máximos momentos positivos con respecto a dicho eje en los centros de vano, en los que se produce la máxima flecha debido a las acciones verticales actuantes.

También debe destacarse, al mismo tiempo, los elevados esfuerzos que llegan a la cimentación de las pilas extremas, así como los importantes flectores que el arco debe soportar especialmente en las secciones de recibo de cada una de las 16 pilastras que se asientan sobre el mismo. Con respecto a los flectores en los apoyos del arco, al estar permitido el giro en el sentido de estudio, no aparecen esfuerzos flectores a la vez que la deformada del puente no presenta flechas elevadas, por lo que el modelo proyectado presenta una gran eficiencia al respecto.

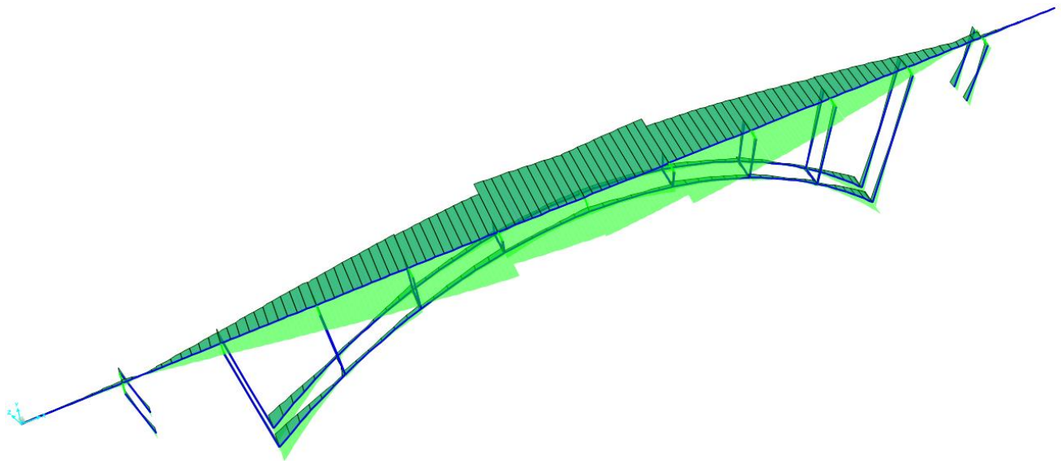


Fig. 40 Diagrama de flectores My en ELU

Los momentos flectores debidos a acciones transversales como el viento presentan un diagrama a ELU como el mostrado en la *Fig. 39* en la que puede observarse que dichos esfuerzos son mínimos en los tramos de tablero más próximos a los estribos y máximos en el centro la estructura.

6.1.3. Diagrama de cortantes

El modelo de cálculo analizado proporciona un diagrama de cortantes cuyos valores más restrictivos se localizan en cada uno de los vanos del tablero, presentando la siguiente distribución en máximos y mínimos esfuerzos cortantes.

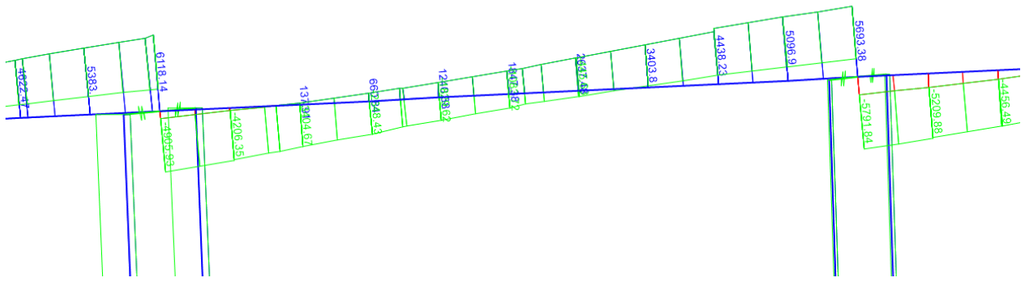


Fig. 41 Cortantes en vano del tablero (Esfuerzos en kN)

6.1.4. Deformada de la estructura

El resultado que proporciona la modelación realizada del puente que mejor permite conocer el comportamiento del mismo ante la envolvente de acciones es la deformada que presenta la estructura estando solicitada a las distintas combinaciones que engloban la misma. En la siguiente figura se muestran los estados de deformaciones más restrictivos para ELU en base a los desplazamientos verticales que presenta cada uno de los puntos de la estructura.

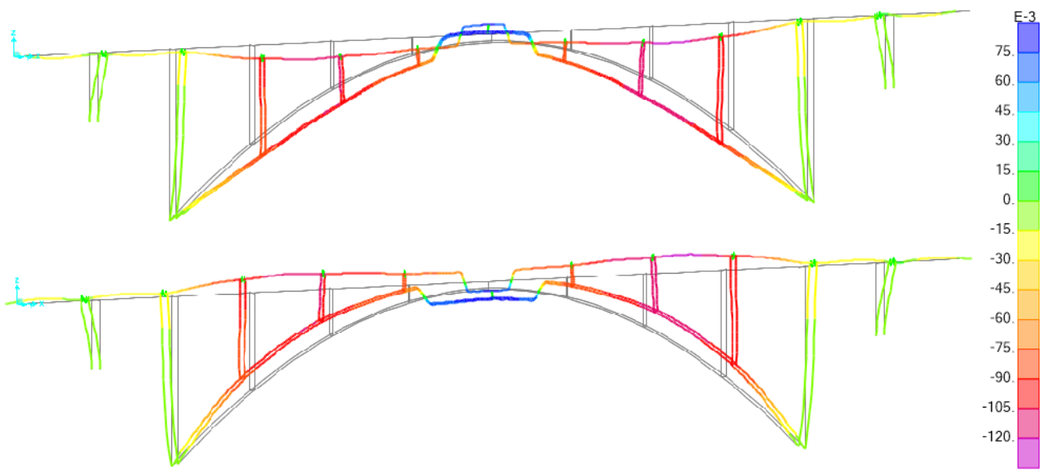


Fig. 42 Deformaciones a ELU

6.2. Tablero

6.2.1. Comprobación a flexotracción

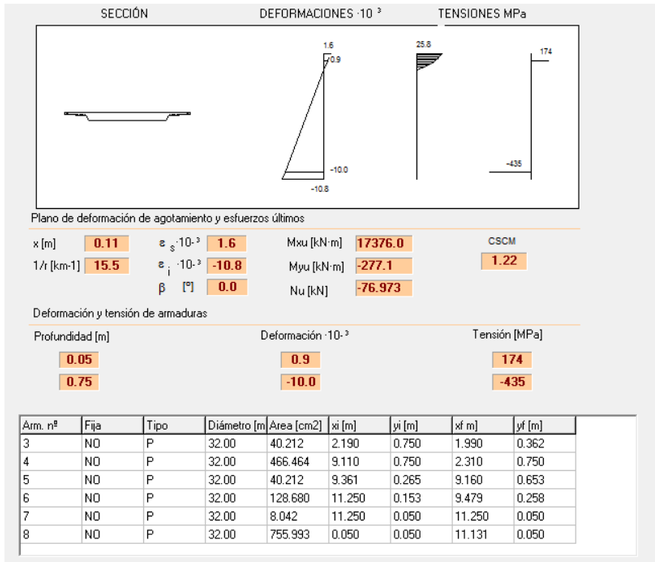
Para la determinación del armado necesario para resistir los esfuerzos presentes en las secciones críticas a flexotracción, se han analizado las secciones en las que los momentos flectores Mx tanto negativos como positivos son más desfavorables a la estabilidad del tablero.

Para ello, se han realizado comprobaciones para diferentes propuestas de armado, en lo relativo tanto a diámetro de barras como a su disposición, en las secciones más desfavorables a negativos y positivos para, de ese modo, conocer las cuantías de armado necesarias para absorber dichos esfuerzos.

Por otro lado, y aunque no se muestran los cálculos realizados al respecto para evitar un exceso de información, se ha comprobado que el armado obtenido del cálculo realizado para los flectores máximos proporcione una sección de tablero que cumpla, para los esfuerzos presentes en diferentes secciones en cada uno de los vanos, la comprobación a flexotracción.

En cuanto al dimensionamiento del armado para flectores positivos, se ha observado que el máximo aparece en el primero de los vanos del tablero a una distancia de 0,4L del apoyo en el estribo 1. El esfuerzo principal a comprobar Mx es de 14217,44 kNm, siendo el axil y flector My concomitantes 76,97 kN a tracción y 292,163 kNm respectivamente.

En base a dichos esfuerzos, mediante la herramienta *"Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.1"* se ha definido la cuantía a positivos necesaria, resultando la misma una disposición de armadura pasiva de barras de acero B500S de ϕ32 a 12 cm, obteniéndose un CSCM (Coeficiente de seguridad de cargas mayoradas) de 1,22.



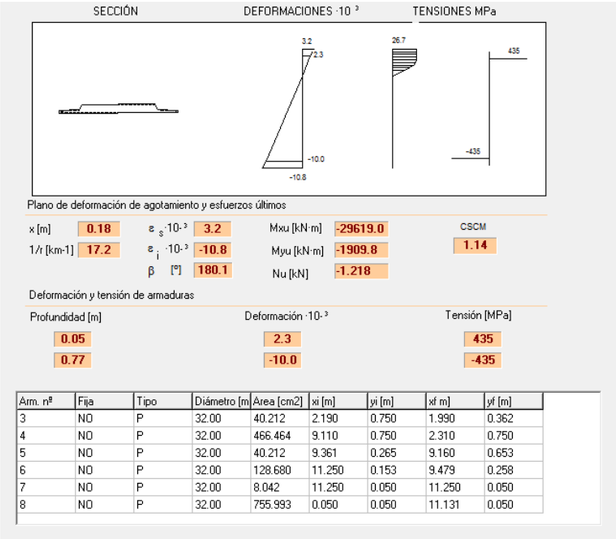
Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Area [cm2]	xi [m]	yi [m]	xf m]	yf [m]
3	NO	P	32.00	40.212	2.190	0.750	1.990	0.362
4	NO	P	32.00	466.464	9.110	0.750	2.310	0.750
5	NO	P	32.00	40.212	9.361	0.265	9.160	0.653
6	NO	P	32.00	128.680	11.250	0.153	9.479	0.258
7	NO	P	32.00	8.042	11.250	0.050	11.250	0.050
8	NO	P	32.00	755.993	0.050	0.050	11.131	0.050

Fig. 43 Comprobación a positivos

En cuanto al dimensionado del armado para flectores negativos se ha observado que el más desfavorable aparece en la sección de apoyo del tablero en la pila 1. El esfuerzo

principal a comprobar Mx es de -26039,7 kNm, siendo el axil y flector My concomitantes 1,22 kN a tracción y -1586,77 kNm respectivamente.

En base a dichos esfuerzos se ha definido la cuantía a negativos necesaria, resultando la misma una disposición de armadura pasiva de barras de acero B500S de ϕ32 a 12 cm, obteniéndose un CSCM de 1,14.



Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Área [cm2]	xi [m]	yi [m]	xf m]	yf [m]
3	NO	P	32.00	40.212	2.190	0.750	1.990	0.362
4	NO	P	32.00	466.464	9.110	0.750	2.310	0.750
5	NO	P	32.00	40.212	9.361	0.265	9.160	0.653
6	NO	P	32.00	128.680	11.250	0.153	9.479	0.258
7	NO	P	32.00	8.042	11.250	0.050	11.250	0.050
8	NO	P	32.00	755.993	0.050	0.050	11.131	0.050

Fig. 44 Comprobación a negativos

En el presente dimensionamiento, además de haberse comprobado la validez del mismo para diferentes secciones que pudieran resultar del mismo modo desfavorables, se han comprobado en las secciones previamente nombradas diferentes combinaciones de esfuerzos en cuanto a los valores máximos y mínimos del axil y flector Mx presentes en cada una de las secciones.

En cuanto a la resistencia de la sección frente al flector My, y aunque este ha sido incluido como concomitante en las comprobaciones anteriores, se ha estimado que la sección, al tener un importante ancho que absorbe dicho esfuerzo, no requiere su comprobación ante las situaciones más desfavorables en relación al flector con respecto a dicho eje local.

Tal y como puede extraerse del presente cálculo, la cantidad de armadura pasiva necesaria para el tablero encarecerá en gran medida la solución final adoptada. Sin embargo, el criterio aplicado sobre el diseño de la estructura ha priorizado el diseño de un tablero esbelto, de tan solo 80 cm de canto, el cual requiere de un importante armado para absorber los elevados esfuerzos presentes en el mismo.

6.2.2. Comprobación a cortante

Se ha realizado el dimensionamiento del armado a cortante necesario para garantizar el cumplimiento del estado límite de agotamiento de la sección frente a dicho esfuerzo. Para ello, y tras estudiar los resultados obtenidos del análisis generado mediante la definición del modelo estructural, se ha realizado el dimensionamiento de dicho armado para los vanos extremos 1, 2, 3, 10, 11 y 12 y otro dimensionamiento para los vanos centrales 4 a 9, presentando los primeros mayores valores de esfuerzos cortantes V_2 y, por lo tanto, requiriendo mayores cuantías al respecto. La resistencia de la sección frente al cortante en el eje x de la sección (V_3 en el modelo) se supone garantizada considerando el gran canto que presenta la sección de la losa para absorber el cortante en dicha dirección.

Pueden observarse los cálculos, comprobaciones y resultados obtenidos en el *Apéndice IV.*

6.3. Arco

6.3.1. Comprobación a flexocompresión

Tal y como se ha realizado para el tablero, la comprobación a flexión compuesta esviada del arco se ha realizado localizando las secciones más solicitadas al respecto. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el arco, a lo largo de su recorrido, presenta una variación de canto que debe ser analizada, por lo que se comprobarán diferentes secciones de control. Dichas secciones de control son, estimándose aproximadamente simétricas en cuanto a dimensiones y esfuerzos en cada uno de los arcos y entre ellos, las que se numeran en la siguiente figura.

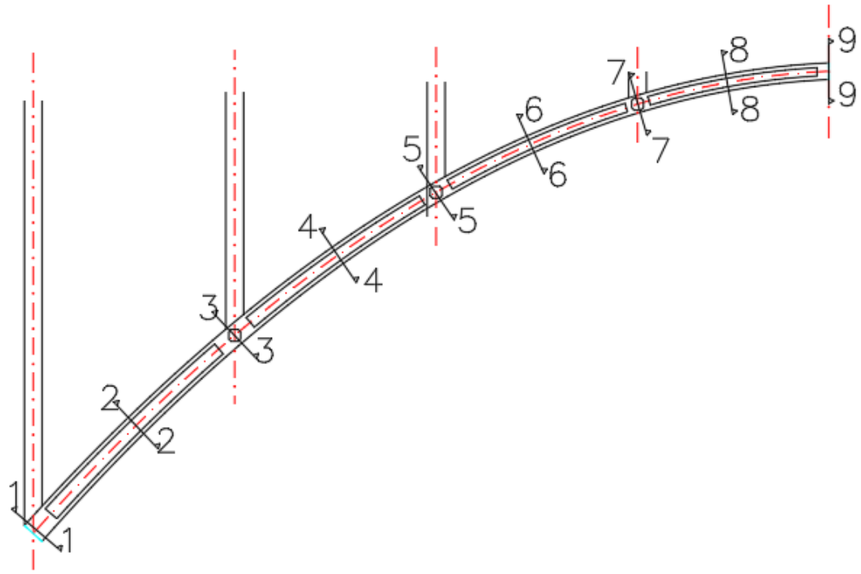


Fig. 45 Secciones de control a flexocompresión

En el *Apéndice IV* se adjuntan las diferentes comprobaciones realizadas para las cuatías de armado propuestas en cada una de las secciones. Debe destacarse que, como

esfuerzos principales de cálculo, se ha considerado la sección 8-8 como la más determinante a la hora del dimensionamiento de la armadura a negativos. Del mismo modo, y aun debiendo comprobar los posibles efectos concomitantes en el resto de secciones, las zonas en las que el arco recibe a las pilastras deben ser consideradas como las más solicitadas a flectores positivos.

6.3.2. Comprobación a cortante

Con el objetivo de garantizar la seguridad de las diferentes secciones del arco frente a los esfuerzos cortantes que aparecen en el arco, se ha realizado el dimensionamiento considerando la mínima sección con la que se ha definido el arco, presente en la clave del mismo y siendo una de las que presenta uno de los mayores esfuerzos cortantes. Dicha sección se ha supuesto solicitada bajo la mayor compresión presente en el arco, presente en las secciones en apoyos del mismo.

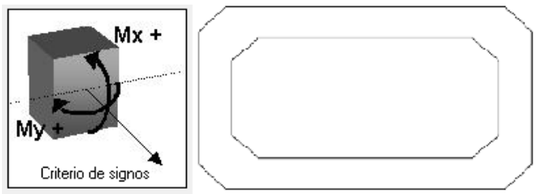
Pueden observarse los cálculos, comprobaciones y resultados obtenidos en el *Apéndice IV.*

6.4. Pilas

6.4.1. Comprobación a pandeo

Para la comprobación seccional de las pilas, se comprueba manualmente tanto la inestabilidad de las mismas como el efecto de pandeo debido a los esfuerzos que proporciona el modelo de cálculo.

Al respecto, tal y como puede observarse, el esfuerzo más desfavorable al respecto es el flector con respecto al eje de mayor inercia de la sección, en este caso Mx, obtenido como M3 de los resultados proporcionados por el modelo de cálculo previamente definido.



Se procede, por lo tanto, a la comprobación a pandeo de las secciones más desfavorables al respecto mediante la comparación del valor de esbeltez mecánica de la sección de las pilas con la esbeltez límite que no debe superarse para no tener que considerar los efectos de segundo orden en el cálculo de la estructura.

Por lo tanto, la esbeltez mecánica de la sección puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{l_o}{i}$$

Siendo:

- λ: esbeltez mecánica
- l_o: longitud de pandeo

$$I_o = \alpha * l$$

Donde:

- α: parámetro que define la longitud de pandeo en función del sistema traslacional o itraslacional
- l: longitud total del elemento considerado

- i: radio de giro

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

- I: Momento de inercia de la sección respecto al eje de pandeo
- A: Área bruta de la sección

Para asegurar la seguridad frente a pandeo de las pilas, se ha decidido realizar dicha comprobación para las pilas que pueden presentar el efecto de pandeo en mayor medida. Estas son, estudiando la geometría y resultados del análisis previamente realizado, las pilastras 2A, 2B, consideradas como simétricas, y del mismo modo 9A y 9B.

Se toma al respecto para la comprobación a pandeo de las pilas un valor α de 0,5, considerado las pilas, tal y como se ha definido en el modelo, empotrada en su cimentación, así como en la unión con el tablero (soporte biempotrado).

	Datos		$l_o = \alpha l$	$i = \sqrt{I/A}$	$\lambda = l_o/i$
Pilastras 2A y 2B	Long.	35,13 m	17,565 m	0,542 m	**32,4**
	I_x	0.5141 m^3			
	A	1,75 m^2			
	α	0,5			
Pilastras 9A y 9B	Long.	37,87 m	18,935 m	0,542 m	**34,93**
	I_x	0.5141 m^3			
	A	1,75 m^2			
	α	0,5			

Tabla 22 Cálculo esbeltez mecánica pilas

Para conocer si es necesaria la consideración de los cálculos de segundo orden, debe compararse la esbeltez mecánica que presentan las pilastras con la esbeltez límite en función de los esfuerzos que estas deben soportar.

$$\lambda_{lim} = 35\sqrt{\frac{c}{\upsilon_{Ed}}\left(1+\frac{0{,}24}{e_{02}/h}+3{,}4\left(\frac{e_{01}}{e_{02}}-1\right)^2\right)} < 100$$

Debiendo determinar, en primer lugar, para la pila 2:

- $M_{02} = |M_{d_2}| + N_{Ed}e_i = M_{d_2} + N_{Ed}\frac{l_o}{400}$
- $M_{01} = M_{d_1} + N_{Ed}e_i = \pm\left(M_{d_1} + N_{Ed}\frac{l_o}{400}\right)$
- c = 0,2 atendiendo a la disposición del armado
- $\upsilon_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{(A_c f_{cd})}$
- $e_{02} = \frac{|M_{02}|}{N_{Ed}}$
- $e_{01} = \frac{M_{01}}{N_{Ed}}$

Siendo:

- N_{Ed}: axil de cálculo
- M_{01}: Menor flector de primer orden considerando imperfecciones geométricas
- M_{02}: Menor flector de primer orden considerando imperfecciones geométricas
- e_i: parámetro de excentricidad para considerar imperfecciones geométricas
- c: coeficiente de distribución de armado
- v_{Ed}: esfuerzo axil relativo
- e_{01}: excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor flector
- e_{02}: excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor flector

Se ha considerado, por un lado, el axil de cálculo como el máximo presente en cada una de las pilas a comprobar, el cual aparece en la sección de cimentación. En cuanto a la determinación de los flectores de cálculo, se han comprobado los esfuerzos a ELU en las pilas y se han tomado los flectores de valores absolutos máximos y mínimos. Para las situaciones en las pilas presentan los flectores positivos máximo y mínimo, sendos aparecen en la sección de empotramiento con el tablero y en la sección de cimentación respectivamente para la pila 2, así como de forma opuesta para la pila 9. En las situaciones en las que las pilas presentan los flectores negativos máximo y mínimo, sendos aparecen de forma opuesta, en cimentación y empotramiento respectivamente para la pila 2, así como de forma opuesta para la pila 9.

De ese modo, los resultados de la comprobación a pandeo de las pilas son:

		N_{Ed}	M_{d1}	M_{d2}	λ_{lim}	
P. 2A y 2B	Flectores positivos	8272 kN	2890,09 kNm	4130,37 kNm	44,64	$\lambda < \lambda_{lim}$
	Flectores negativos	8272 kN	-2073,49 kNm	-6291,6 kNm	54	$\lambda < \lambda_{lim}$
P. 9A y 9B	Flectores positivos	8172,94 kN	1816,88 kNm	6513,66 kNm	55,78	$\lambda < \lambda_{lim}$
	Flectores negativos	8172,94 kN	-2612,50 kNm	-4290,56 kNm	46,29	$\lambda < \lambda_{lim}$
SOPORTES NO ESBELTOS. NO SE CONSIDERAN LOS ESFUERZOS DE 2º ORDEN						

Tabla 23 Comprobación de esbeltez de las pilas

6.4.2. Comprobación a cortante

Para comprobar la seguridad frente a esfuerzo cortante de cada una de las pilas, y estudiando los diagramas a cortante en ELU obtenidos, se ha distinguido el dimensionamiento en:

- Seguridad frente agotamiento por cortante V_x: Se ha estudiado, para dicho cálculo, la necesidad o no de armadura frente a cortante en la dirección del eje x (V_3 en el modelo y paralelo al curso del rio) de la sección más solicitada al respecto. Observando que el cortante último de la sección que resiste el Vx supera los 1500 kN, puede asegurarse que las pilas no requieren de armadura frente a dicha solicitación. Sin embargo, cabe destacar la necesidad de cumplir con la cuantía mínima de armado a cortante, tal y como se muestra en el *Apéndice IV*.
- Seguridad frente agotamiento por cortante V_y: Para su estimación, se ha diferenciado las comprobaciones frente a cortante entre las pilas que se encuentran sobre el arco (2 a 9) y que presentan menores valores de esfuerzos cortantes, y las pilas extremas (1 y 10). Observando el esfuerzo último de la sección sin armadura a cortante se ha debido realizar el dimensionamiento de dicha armadura tal y como se adjunta en el *Apéndice IV.*

6.5. ELS de fisuración

En cuanto a la comprobación de fisuración a Estado Límite de Servicio de los distintos elementos que conforman la estructura deben considerarse:

6.5.1. Aparición de fisuras por compresión

Debe realizarse, según los resultados obtenidos en combinación Característica en ELS, la comparación entre la tensión máxima minorada que soportan a compresión los distintos elementos y la máxima tensión que aparece en los mismos, atendiendo a la definición de materiales realizada sobre el modelo. Los resultados obtenidos son:

	f_{ck} (N/mm^2)	0,6 f_{ck} (N/mm^2)	$\sigma_{máx}$ (N/mm^2)	Comprobación	
ARCO	40	24	6.623	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisura
MONTANTE	30	18	15,235	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisura
PILAS	30	18	17,9	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisuran
TABLERO	40	24	23,18	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisura

Tabla 24 Comprobación ELS Fisuración por compresiones

6.5.2. Aparición de fisuras por tracción

Debe realizarse, según los resultados obtenidos en combinación Casi-Permanente en ELS, la comparación entre la tensión máxima minorada que soportan a tracción los distintos elementos y la mínima tensión que aparece en los mismos, atendiendo a la definición de materiales previamente realizada sobre el modelo. Los resultados obtenidos son:

	f_{ck} (N/mm^2)	$f_{ct,m}=0{,}3(f_{ck})^{2/3}$ (N/mm^2)	$\sigma_{mín}$ (N/mm^2)	Comprobación	
ARCO	40	3,51	-	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisura
MONTANTE	30	2,90	15,235	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisura
PILAS	30	2,90	17,9	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisura
TABLERO	40	3,51	23,18	$\sigma_{máx} < 0{,}6\ f_{ck}$	No fisura

Tabla 25 Comprobación ELS Fisuración por tracciones

6.6. Aparatos de apoyo

Tal y como se ha expuesto anteriormente, se han dispuesto diferentes aparatos de apoyo en algunos de los puntos en los que el tablero transmite sus esfuerzos al resto de elementos de la estructura. A continuación, se exponen las máximas cargas que transmiten, en situación característica en servicio, dicho tablero en las secciones en las que se han dispuesto los neoprenos que se presenten dimensionar. Estos son, por un lado, los apoyos del tablero en cada uno de los estribos y, por otro lado, los apoyos del tablero en las pilas 5 y 6 que se ha decido no proyectar empotradas para poder reducir significativamente las tracciones que en el modelo original aparecían en el vano central del tablero.

Para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo a disponer en la estructura, se han considerado las indicaciones que proporcionan al respecto tanto la "*Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*" como las "*Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera*. En cuanto a las dimensiones y propiedades básicas de dichos aparatos de apoyo, debe destacarse que se ha utilizado el catálogo "*CTT Elastometic Bearings*".

Se han tenido en cuenta en cada uno de los apoyos, utilizando los recursos previamente indicados, las cargas verticales que deben soportar cada uno de ellos. Para obtener dicho esfuerzo se ha considerado, para los aparatos de apoyo dispuestos en las pilas, los esfuerzos axiles que presentan, en servicio, dichas pilas en las secciones de apoyo del tablero. Para los aparatos de apoyo dispuestos en los estribos, se ha realizado la siguiente estimación, considerando F_V y M los esfuerzos en estribos y F1 y F2 las fuerzas verticales que deben soportar los apoyos A y B respectivamente.

$$F1 = \frac{F_V}{2} + \frac{M}{b} \qquad F2 = \frac{F_V}{2} - \frac{M}{b}$$

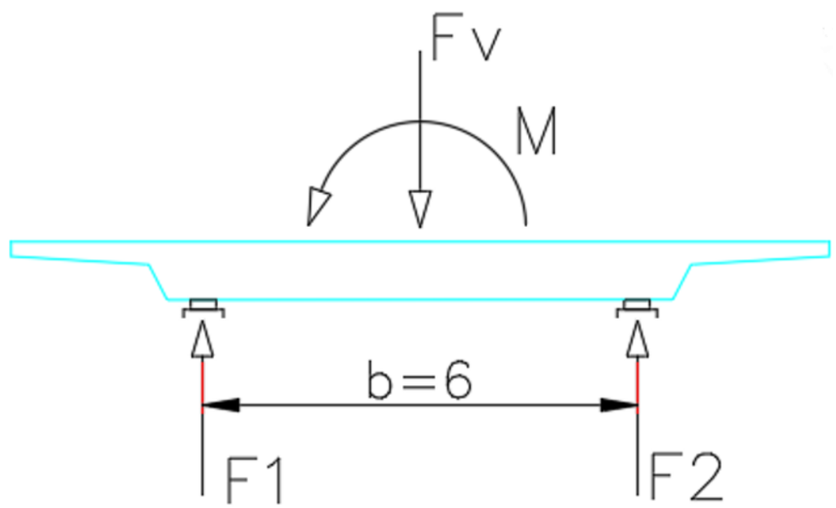


Fig. 46 Esfuerzos sobre neoprenos

De ese modo, y estudiando también los máximos desplazamientos que van a soportar en servicio dichos apoyos longitudinal o transversalmente, se obtienen las solicitaciones que se adjuntan en la siguiente tabla.

	Apoyo A		Apoyo B	
	Carga vertical	Distorsión	Carga vertical	Distorsión
Estribo 1	1997,15 kN = 203,58 Tn	66 mm	936,83 kN = 95,50 Tn	66 mm
Pilastra 5A y 5B	3039,25 kN = 309,81 Tn	45 mm	2515,65 kN = 256,44 Tn	45 mm
Pilastras 6A y 6B	3043,34 kN = 310,23 Tn	46 mm	2491,69 kN = 253,99 Tn	46 mm
Estribo 2	2210,96 kN = 225,38 Tn	73 mm	897,61 kN = 91,50 Tn	73 mm

Tabla 26 Solicitaciones sobre aparatos de apoyo

Se ha decidido disponer aparatos de apoyo de neopreno zunchado, los cuales están constituidos por un bloque elastómero que lleva intercaladas en su masa y vulcanizadas con la goma, y por lo tanto firmemente adheridas a ella, unas chapas de acero, tal y como se muestra en la *Fig, 47*, obtenida de la "*Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*".

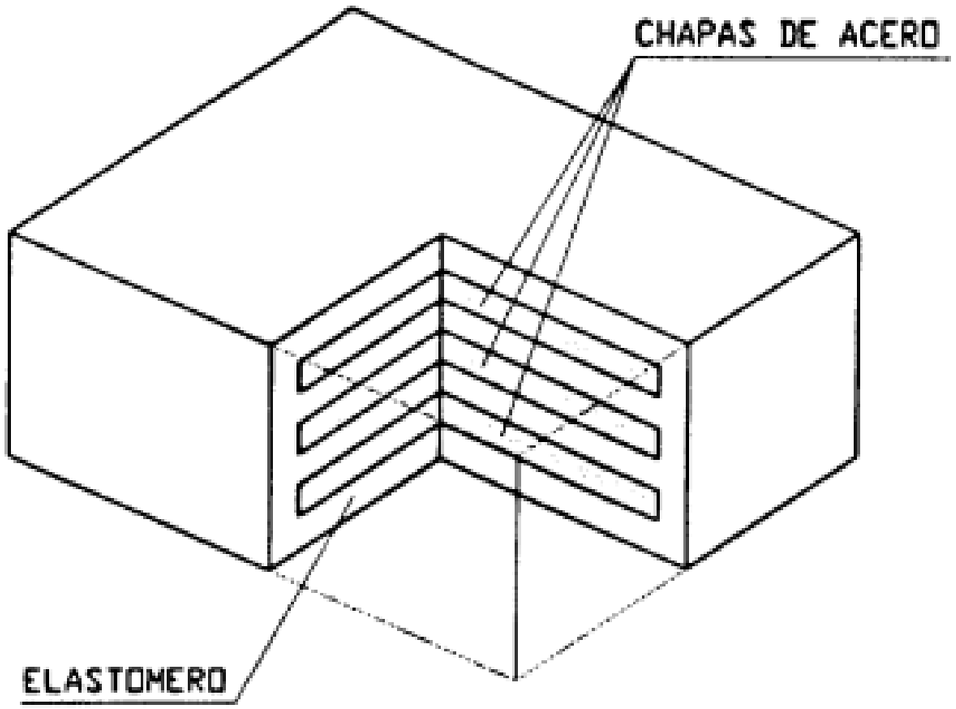


Fig. 47 Apoyo de neopreno zunchado

Considerando, por lo tanto, los criterios previamente mencionados, así como las indicaciones que proporciona el catálogo utilizado en cuanto a tensión y distorsión máxima sobre los diferentes apoyos a disponer, los aparatos de apoyo dimensionados para el puente en arco dimensionado son los que se han escogido los aparatos de apoyo que cumplen ambas restricciones. Debe destacarse que no se requiere disponer dichos aparatos de apoyo anclados ya que, por un lado, la fuerza horizontal no excede de la componente debida al rozamiento y el esfuerzo vertical. Además, no existe riesgo de levantamiento del tablero ni tensiones verticales inferiores a 10 kp/cm^2.

Por lo tanto, los diferentes aparatos de apoyo dimensionados para el puente en arco proyectado en el presente anejo son:

	Aparato de apoyo A	Aparato de apoyo B
Estribo 1	500 x 600 x 144 mm	500 x 600 x 144 mm
Pilastra 5A y 5B	500 x 500 x 99 mm	400 x 500 x 99 mm
Pilastras 6A y 6B	500 x 500 x 99 mm	400 x 500 x 99 mm
Estribo 2	600 x 700 x 150 mm	600 x 700 x 150 mm

Las características de los mismos pueden observarse a continuación, siendo las magnitudes geométricas de los mismos los que se muestran en la siguiente figura:

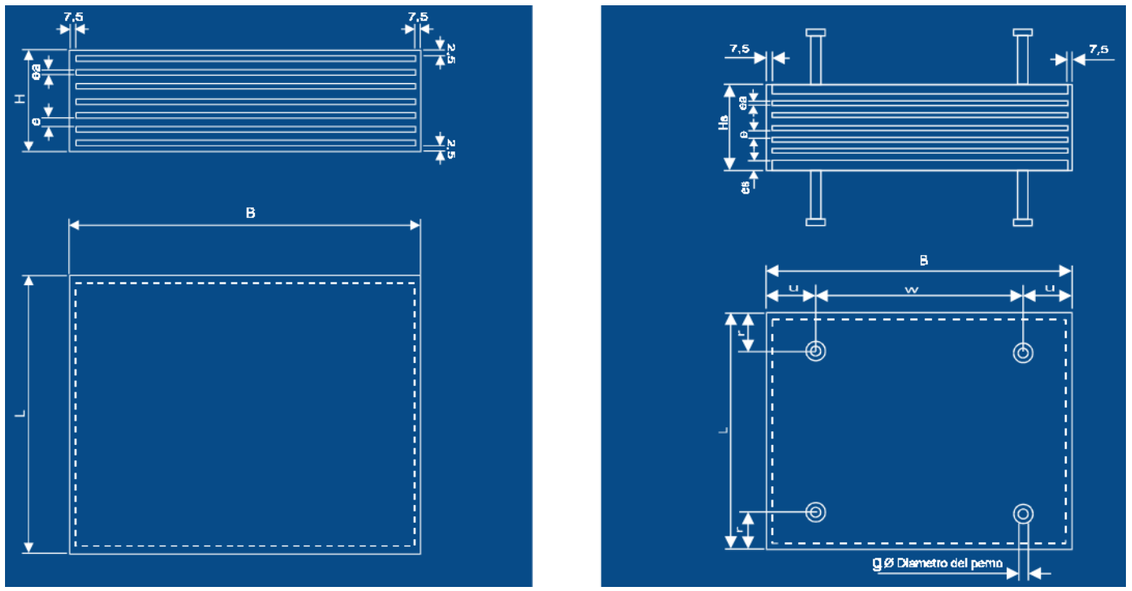


Fig. 48 Geometría de apoyos

REFERENCE	LOAD		RATIO OF CONCENTRATED LOAD	ROTATION			DIMENSIONS				Type B RECTANGULAR						Type BS RECTANGULAR											
	MAX.	UNIT.	*	L	B	L+B	L	B	e	e_s	MAX. DISTORTION	n	E	Nº STEEL	H	WEIGHT	MAX. DISTORTION	n	Nº STEEL	E	e_s	mg	g	r	u	w	Hs	WEIGHT
	V (Tn)	Kg/cm²	C (Tn)	‰	‰	‰	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	LAYERS	(mm)	(kg)	(mm)		LAYERS	n x e	(mm)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg)
350x500x24	263	150	12.25	2.9	1.4	2.6	350	500	11	4	11.2	1	16	2	24	14.8	7.7	1	0	11	20	6	16	60	80	170	51	62
350x500x39				5.8	2.8	6.4					18.9	2	27	3	39	22.9	15.4	2	1	22							66	70
350x500x54				8.7	4.2	9.6					26.6	3	38	4	54	31	23.1	3	2	33							81	78
350x500x69				11.6	5.6	12.8					34.3	4	49	5	69	39	30.8	4	3	44							96	86
350x500x84				14.5	7.0	16.0					42.0	5	60	6	84	47	38.5	5	4	55							111	95
350x500x99				17.4	8.4	19.2					49.7	6	71	7	99	56	46.2	6	5	66							126	103
400x500x24	300	150	14.00	2.2	1.4	2.6	400	500	11	4	11.2	1	16	2	24	17	7.7	1	0	11	20	6	16	80	80	170	51	71
400x500x39				4.4	2.8	5.2					18.9	2	27	3	39	26.2	15.4	2	1	22							66	80
400x500x54				6.6	4.2	7.8					26.6	3	38	4	54	35	23.1	3	2	33							81	89
400x500x69				8.8	5.6	10.4					34.3	4	49	5	69	45	30.8	4	3	44							96	99
400x500x84				11.0	7.0	13.0					42.0	5	60	6	84	54	38.5	5	4	55							111	108
400x500x99				13.2	8.4	15.6					49.7	6	71	7	99	63	46.2	6	5	66							126	117
400x500x114				15.4	9.8	18.2					57.4	7	82	8	114	73	53,9	7	6	77							141	127
500x500x24	375	150	17.50	1.4	1.4	2	500	500	11	4	11.2	1	16	2	24	21.1	7.7	1	0	11	20	6	16	80	80	170	51	89
500x500x39				2.8	2.8	4					18.9	2	27	3	39	33	15.4	2	1	22							66	100
500x500x54				4.2	4.2	6					26.6	3	38	4	54	44	23.1	3	2	33							81	112
500x500x69				5.6	5.6	8					34.3	4	49	5	69	56	30.8	4	3	44							96	123
500x500x84				7.0	7.0	10					42.0	5	60	6	84	68	38.5	5	4	55							111	135
500x500x99				8.4	8.4	12					49.7	6	71	7	99	79	46.2	6	5	66							126	147
500x500x114				9.8	9.8	14					57.7	7	82	8	114	91	53.9	7	6	77							141	158
500x500x129				11.2	11.2	16					65.1	8	93	9	129	103	61.6	8	7	88							156	170
450x600x24	405	150	18.90	1.8	1.0	2.0	450	600	11	4	11.2	1	16	2	24	22.8	7.7	1	0	11	20	6	19	80	80	220	51	96
450x600x39				3.6	2.0	4.0					18.9	2	27	3	39	35	15.4	2	1	22							66	108
450x600x54				5.4	3.0	6.0					26.6	3	38	4	54	48	23.1	3	2	33							81	121
450x600x69				7.2	4.0	8.0					34.3	4	49	5	69	61	30.8	4	3	44							96	133
450x600x84				9.0	5.0	10.0					42.0	5	60	6	84	73	38.5	5	4	55							111	146
450x600x99				10.8	6.0	12.0					49.7	6	71	7	99	86	46.2	6	5	66							126	158
450x600x114				12.6	7.0	14.0					57.4	7	82	8	114	98	53.9	7	6	77							141	171
450x600x129				14.4	8.0	16.0					65.1	8	93	9	129	111	61.6	8	7	88							156	184
500x600x24	450	150	21.00	1.4	1.0	1.7	500	600	11	4	11.2	1	16	2	24	25.4	7.7	1	0	11	20	6	19	100	80	220	51	106
500x600x39				2.8	2.0	3.4					18.9	2	27	3	39	39	15.4	2	1	22							66	120
500x600x54				4.2	3.0	5.1					26.6	3	38	4	54	53	23.1	3	2	33							81	134
500x600x69				5.6	4.0	6.8					34.3	4	49	5	69	67	30.8	4	3	44							96	148
500x600x84				7.0	5.0	8.5					42.0	5	60	6	84	81	38.5	5	4	55							111	162
500x600x99				8.4	6.0	10.2					49.7	6	71	7	99	95	46.2	6	5	66							126	176
500x600x114				9.8	7.0	12.0					57.4	7	82	8	114	109	53.9	7	6	77							141	190
500x600x129				11.2	8.0	13.7					65.1	8	93	9	129	123	61.6	8	7	88							156	204
500x600x144				12.6	9.0	15.4					72.8	9	104	10	144	137	69.3	9	8	99							171	218
600x700x30	630	150	29.40	1.8	1.4	2.3	600	700	15	5	14.0	1	20	2	30	44	10.5	1	0	15	25	6	26	150	80	270	65	177
600x700x50				3.6	2.8	4.6					24.5	2	35	3	50	70	21.0	2	1	30							85	202
600x700x70				5.4	4.2	6.9					35.0	3	50	4	70	95	31.5	3	2	45							105	227
600x700x90				7.2	5.6	9.2					45.5	4	65	5	90	120	42.0	4	3	60							125	253
600x700x110				9.0	7.0	11.5					56.0	5	80	6	110	145	52.5	5	4	75							145	278
600x700x130				10.8	8.4	13.8					66.5	6	95	7	130	170	63.0	6	5	90							165	303
600x700x150				12.6	9.8	16.1					77.0	7	110	8	150	196	73.5	7	6	105							185	328
600x700x170				14.4	11.2	18.4					87.5	8	125	9	170	221	84.0	8	7	120							205	354
600x700x227				16.2	12.6	20.7											94.5	9	8	135							225	379

La vinculación establecida por los apoyos de neopreno zunchado previamente dimensionados entre la subestructura y el tablero del puente es elástica, ya que permiten ciertos movimientos relativos gracias a su propia deformación. La relación entre la fuerza transmitida al apoyo y dicho movimiento relativo viene dada por la rigidez del aparato de apoyo, el cual debe estimarse mediante la siguiente expresión.

$$K = \frac{G * a * b}{T}$$

Donde:

- K: rigidez del aparato de apoyo
- G: Módulo de elasticidad transversal del elastómero, estimada como 10 kp/cm^2 para acciones lentas.
- a y b: dimensiones del aparato de apoyo
- T: espesor neto del elastómero

Tras estudiar las diferentes dimensiones y parámetros que proporciona el catálogo utilizado en relación a los aparatos de apoyo dimensionados, las rigideces obtenidas para cada uno de ellos son:

		a x b (cm)	T (cm)	K
Estribo 1	Apoyo A	50 x 60	10,4	2884,6 kp/cm = 2829,8 kN/m
	Apoyo B	50 x 60	10,4	2884,6 kp/cm = 2829,8 kN/m
Pilastras 5A y 5B	Apoyo A	50 x 50	7,1	3521,1 kp/cm = 3454,2 kN/m
	Apoyo B	40 x 50	7,1	2816,9 kp/cm = 2763,4 kN/m
Pilastras 6A y 6 B	Apoyo A	50 x 50	7,1	3521,1 kp/cm = 3454,2 kN/m
	Apoyo B	40 x 50	7,1	2816,9 kp/cm = 2763,4 kN/m
Estribo 2	Apoyo A	60 x 70	11	3818,1 kp/cm = 3745,6 kN/m
	Apoyo B	60 x 70	11	3818,1 kp/cm = 3745,6 kN/m

Tabla 27 Rigideces aparatos de apoyo

6.7. Dimensionamiento de zapatas, apoyos y estribos

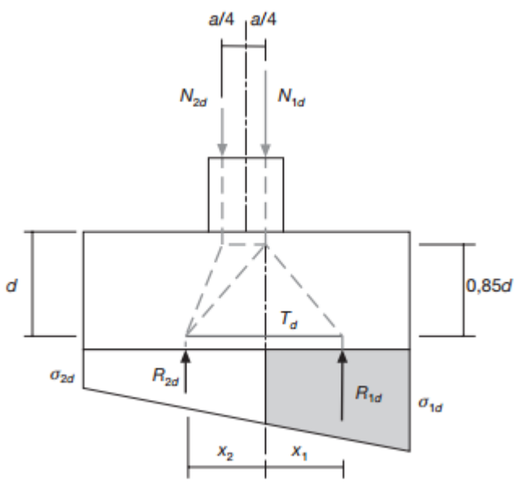
A continuación, se pretende realizar el dimensionamiento del armado de cada una de las zapatas encargadas de transmitir las cargas que transmiten las pilas 1 y 10 al terreno, tal y como se ha concebido el esquema estructural de la estructura en arco proyectada.

Para ello, y utilizando herramientas basadas en hojas de cálculo, se han aplicado los criterios especificados en la normativa EHE-08 al respecto utilizando las reacciones que, en base de cada una de las pilas, proporcionan las diferentes combinaciones a Estado Límite de Servicio consideradas.

En cuanto a las dimensiones de cada una de ellas, de las diferentes comprobaciones realizadas en lo relativo a aspectos geotécnicos, tal y como se adjunta en el anejo respectivo, se han dimensionado zapatas, para ambas pilas, de **9 x 6 x 1,125 m**. Considerando los esfuerzos que transmiten las dos pilastras sobre cada una de dichas zapatas, se ha realizado, atendiendo a las dimensiones consideradas, el siguiente predimensionamiento del armado.

La armadura de cada una de las zapatas debe dimensionarse para resistir el esfuerzo de tracción que proporciona la siguiente expresión obtenida de la normativa utilizada y anteriormente mencionada para dimensionamiento de zapatas rígidas.

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0{,}85d} x_1 = A_s f_{yd}$$



Se adjuntan en el *Apéndice V* los esfuerzos utilizados para dicho cálculo con respecto a la dimensión mayor y menor de la zapata, transversal y longitudinal al plano de la estructura respectivamente, para cada una de las zapatas dimensionadas. En base a los resultados obtenidos de los esfuerzos T_d en cada una de las combinaciones comprobadas, se realizará el predimensionamiento en base a la mayor de las mismas para cada dimensión, utilizando un acero B500-S cuya resistente a tracción se minora un 10% a 454,55 MPa.

Los resultados obtenidos de dicho predimensionamiento son:

		Tmax	A_s	Armadura
Pila 1	Sentido transversal	3231,22 kN	71,09 mm^2	ϕ20 a 25 cm
	Sentido longitudinal	50883,28 kN	1119,43 mm^2	Φ40 a 10 cm
Pila 10	Sentido transversal	3496,76 kN	76,93 mm^2	ϕ20 a 20 cm
	Sentido longitudinal	48397,94 kN	1064,75 mm^2	Φ50 a 10 cm

Tabla 28 Dimensionamiento armadura de zapatas

Del mismo modo, y en base a los mismos criterios, se adjunta en el mismo *Apéndice V* los valores relativos a los esfuerzos y cálculos de dimensionamientos utilizados para el dimensionamiento del armado de los apoyos dorsal y frontal del arco. Para cada uno de ellos, se ha realizado el dimensionamiento del armado para poder resistir los esfuerzos tanto horizontal como vertical que transmite tanto el arco como las pilas 2 y 9, tanto en sentido transversal como longitudinal.

Los resultados obtenidos para dicho predimensionamiento son:

			Tmax	A_s	Armadura
Apoyo dorsal	Sentido transversal		5280,42 kN	116,2 mm^2	ϕ20 a 20 cm
	Sentido longitudinal	Frente acción vertical	10575,8 kN	232,7 mm^2	Φ30 a 20 cm
		Frente acción horizontal	6685,91 kN	147,1 mm^2	Φ25 a 20 cm
Apoyo dorsal	Sentido transversal		5174,42 kN	113,8 mm^2	Φ20 a 20 cm
	Sentido longitudinal	Frente acción vertical	7435.9 kN	163,6 mm^2	Φ25 a 20 cm
		Frente acción horizontal	5243,12 kN	115,3 mm^2	Φ20 a 20 cm

Tabla 29 Dimensionamiento armadura apoyos arco

En el *Apéndice V* se adjuntan, además, los cálculos relativos al dimensionamiento de cada uno de los estribos. Estos se han realizado utilizando la herramienta CYPECAD, la cual permite el dimensionamiento y comprobación de las armaduras en los diferentes elementos que conforman los tableros, considerando para cada uno de ellos tanto sus características geométricas como los esfuerzos a los que van a estar sometidos. Las mediciones aportadas en dicho cálculo son las que se han utilizado para la valoración económica de la solución estructural.

7. VALORACIÓN ECONÓMICA

Se ha realizado, en base a las diferentes mediciones que han podido elaborarse sobre el diseño de la estructura proyectada en el presente anejo, una estimación del coste económico de la misma. Considerando los cuadros de precios que se estipulan en la "Base de Precios de referencia de la dirección general de carreteras" (Orden Circular 37/2016), así como diferentes precios utilizados en proyectos análogos la valoración económica de dicha estructura, que se incluirá en el presupuesto del proyecto es la siguiente.

VALORACIÓN ECONÓMICA ESTRUCTURA ALTERNATIVA 2				
UD.	UNIDAD DE OBRA	PRECIO UNITARIO (€/ud.)	MEDICIÓN	IMPORTE
m^3	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	52.06	42.28	2,201.10 €
	M3 Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-15/P/25/IIb, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
m^3	Hormigón armado tipo HA-40/B/20/IIa	110.65	2292.92	253,711.60 €
	M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/IIa, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
m^3	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIa	100.87	2627.46	265,031.89 €
	M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIa, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
kg	Acero corrugado B-500-S	0.94	386332.42	363,152.47 €
	Kg Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
u	Neopreno zunchado	1860	8	14,880.00 €
	Aparatos de apoyo de neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
m.l.	Pretil metálico tipo PMH-13	250	408	102,000.00 €
	Ml Pretil metálico tipo PMH-13 resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado			
m^2	Encofrado para pilas	11.09	2290.27	25,399.09 €
	Encofrado modular con acabado fenólico en cualquier superficie, incluso colocación, fijación y desencofrado.			
m^2	Encofrado para tablero	20.84	2506.53	52,236.09 €
	Encofrado y desencofrado con acabado fenólico para losa en superficies planas y curvas vistas			
m^2	Cimbra pilas y tablero	7.16	4796.8	34,345.09 €
	Cimbra tipo pórtico, incluso p.p. de apoyos, alquiler, montaje y desmontaje.			
m^2	Cimbra de arco	289.57	4817,92	1395125,10 €
	Cimbra de arco en elemento singular, incluso p.p. de apoyos, alquiler, montaje y desmontaje, presencia de técnico especializado y proyecto visado.			
		IMPORTE TOTAL		2,508,082.42 €

Valencia, junio de 2017

Fdo:

Carlos Ruano Cachinero

APÉNDICES

APÉNDICE I. CÁLCULO DE LA RETRACCIÓN 46
APÉNDICE II. CÁLCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO 48
APÉNDICE III. CÁLCULO DE LA ACCIÓN TÉRMICA 52
APÉNDICE IV. CÁLCULO SECCIONAL 54
APÉNDICE V. ESFUERZOS Y CÁLCULO DE ARMADURA DE ZAPATAS, APOYOS Y ESTRIBOS 62
APENDICE VI. VIABILIDAD PAISAJÍSTICO-CULTURAL DE ALTERNATIVAS 81

APÉNDICE I. CÁLCULO DE LA RETRACCIÓN

La evaluación del valor de la retracción ha sido calculada según lo dispuesto en el apartado 39.7 de la "Instrucción de Hormigón Estructural, (EHE-08), teniendo en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, espesor de la pieza, la composición del hormigón y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

La retracción total ε_{cs} está compuesta por la retracción autógena ε_{ca} y la retracción de secado ε_{cd}.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

I.1. Retracción de secado

La componente de secado puede calcularse como:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) * k_e * \varepsilon_{cd,\infty}$$

Donde:

- t: Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días.
- t_s: Edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días. Se considera como origen el final de curado a los 7 días.
- β_{ds}: Coeficiente evolución temporal que se obtiene a través de la siguiente fórmula.

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{e^3}}$$

  Siendo:

  - e: Espesor medio en milímetros

$$e = \frac{2A_c}{u} = 581{,}05 \text{ mm}$$

    - A_c: Área de la sección transversal, la cual se ha estimado desde el diseño geométrico de la estructura como 6850100 mm^2.
    - u: Perímetro en contacto con la atmósfera, el cual se ha estimado desde el diseño geométrico de la estructura como 23578,5 mm.

- K_e: Coeficiente que depende del espesor medio. Al ser este superior a 500 mm, se toma un valor de dicho coeficiente de 0,70 atendiendo a la Tabla 39.7.a de la instrucción EHE-08 utilizada.
- $\varepsilon_{cd,\infty}$: Coeficiente de retracción a tiempo infinito que se obtiene como:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0{,}85\left[(220 + 110\alpha_{ds1}) * \exp\left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] * 10^{-6}\beta_{HR}$$

  Siendo:

  - Al ser la humedad relativa HR 63%, obtenida del informe de estadística de Aragón (Datos 1971-2000), se considera:

$$\beta_{HR} = -1{,}55\left[1 - \left(\frac{HR}{100}\right)^3\right] = -1{,}1624$$

  - fcm = fck + 8 = 40 + 8 = 48 N/mm2
  - fcm0 = 10 N/mm2
  - αds1 y αds2 dependientes de la velocidad de endurecimiento del cemento, la cual se estima como normal, tomando unos valores de dichos coeficientes de 4 y 0,12 respectivamente atendiendo a la Tabla 39.7.b de la instrucción EHE-08 utilizada.

I.2. Retracción autógena

Por otro lado, la componente autógena puede calcularse como:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca,\infty}$$

Donde:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2{,}5(f_{ck} - 10) * 10^{-6} = -7.5 * 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2t^{0{,}5})$$

En la aplicación del proceso de cálculo expuesto para la presente solución estructural, debe tenerse en cuenta que el alcance del proyecto no contempla un análisis exhaustivo de todos los efectos estructurales, diferenciales, locales o generales diferidos en el tiempo. De ese modo, únicamente se contempla, con el objetivo de asegurar la viabilidad técnica de la solución en arco proyectada, los efectos reológicos que pueda provocar la retracción del hormigón a largo plazo, considerando para ello un valor infinito del tiempo de cálculo. Se considera por lo tanto que los efectos de dicha retracción no afectan a la estabilidad de la estructura durante la ejecución de la misma, sino que cada uno de los elementos que conforman la misma sufren dicho efecto de forma individual, y la retracción existente en el tablero no afecta a la ejecución, por lo tanto, del resto de elementos estructurales.

Del mismo modo, y aunque permitiría conocer con mayor exactitud el efecto de la misma sobre la estructura, no se considera la acción de retracción por fases temporales a lo largo de la ejecución del tablero ni del resto de la estructura, sino que se considera únicamente la deformación final que tras un largo plazo presenta la estructura debido a la retracción del hormigón.

I.3. Resultados

HR (%)	β_{HR}	f_{ck} (N/mm^2)	f_{cm} (N/mm^2)	f_{cm0} (N/mm^2)	α_{ds1}	α_{ds2}
63	-1.1624	40	48	10	4	0.12
T_s (días)	T (días)	K_e	β_{ds} (t-t_s)	β_{as}	$\varepsilon_{cd,\infty}$ (m/m)	$\varepsilon_{ca,\infty}$ (m/m)
7	∞	0,7	1	1	-3,56E-04	7,5E-05
		ε_{cd} (m/m)	ε_{ca} (m/m)	ε_{cs} (m/m)		
		2,49E-04	7,5E-05	3,24 E-04		

Tabla 30 Resultados cálculo retracción

El resultado obtenido representa, tal y como se ha expuesto a lo largo del presente apéndice, la deformación unitaria provocada a largo plazo por el efecto de la retracción del hormigón en el tablero. Dicho efecto se aplicará en el cálculo estructural como el incremento de temperatura equivalente que provocaría dicha deformación. Para ello, y considerando que ε_{cs} como $\Delta L/L$, así como un coeficiente de dilatación térmica de $\alpha = 1x10^{-5}$ $^{o}C^{-1}$, se obtendrá la variación de temperatura equivalente mediante la siguiente expresión:

$$\Delta L = L * \alpha * \Delta T \quad \rightarrow \quad \Delta T = \frac{\frac{\Delta L}{L}}{\alpha} = \frac{-0{,}000324}{0{,}00001} = \mathbf{-32{,}38\ ^{o}C}$$

APÉNDICE II. CÁLCULO DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

El efecto que el viento pueda generar sobre la estructura se ha calculado atendiendo a las especificaciones indicadas en el artículo 4.2. de la "Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, (IAP-11). Se considera, para ello, un periodo de retorno para la proyección de la estructura de 100 años.

II.1. Velocidad del viento

En primer lugar, se estima la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$, definida como la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno de 50 años. A partir del valor de dicha velocidad, se obtiene la velocidad básica v_b mediante la expresión:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 26\ m/s$$

Siendo:

- v_b: velocidad básica del viento para un periodo de retorno de 50 años [m/s].
- c_{dir}: factor direccional del viento que, a falta de estudios más precisos, se toma igual a 1,0.
- c_{season}: factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, se toma igual a 1,0.
- $v_{b,0}$: velocidad básica fundamental del viento [m/s] (según el mapa de isotacas de la siguiente figura) de valor en el emplazamiento de la estructura igual a 26 m/s al encontrarse en zona A.

Fig. 49 Mapa de isotacas para la obtención de la $v_{b,0}$

Teniendo en cuenta que se ha considerado un periodo de retorno T de 100 años para la estructura proyectada, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ para dicho periodo de retorno será:

$$v_b(T) = v_b * c_{prob} = 27{,}00\ m/s$$

Donde:

- $v_b(T)$: velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T de 100 años.
- c_{prob}: factor de probabilidad, que se ha obtenido utilizando la fórmula proporcionada por la IAP-11 al respecto, con un valor de 1.0385.
- Por otro lado, se ha obtenido la velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno, la cual dependerá de la rugosidad del mismo, la topografía y la velocidad básica del viento.

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o * v_b(T) = 29{,}7 c_r(z)$$

Donde:

- $v_b(T)$: velocidad básica del viento [m/s] para un periodo de retorno T de 100 años.
- C_o: factor de topografía, para el cual se ha considerado que en el valle en el que se situa la estructura puede producirse un encauzamiento del viento actuante sobre el puente, por lo que se ha tomado para el mismo un valor de 1,1.
- $c_r(z)$: factor de rugosidad obtenido para cada elemento sobre el que se ha aplicado la acción del viento de la siguiente fórmula:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

Siendo:

- z: altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del punto más bajo del terreno presente en el valle bajo la estructura, considerando dicho punto de aplicación en el centroide de las áreas de cada uno de los elementos expuestas a la acción del viento.
- kr: factor del terreno, cuyo valor se ha tomado, tal y como indica la IAP-11, de 0,19 al encontrarse la zona de proyecto en un entorno tipo II (zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- z0: longitud de la rugosidad, cuyo valor, bajo los mismos criterios, se ha tomado de 0,05.
- zmin: altura mínima, cuyo valor, bajo los mismos criterios, se ha tomado de 1 metro.

II.2. Empuje del viento

Tal y como ya se ha indicado anteriormente, se ha calculado el empuje producido por el viento para cada uno de los elementos que conforman el puente mediante la expresión:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} * \rho * {v_b}^2(T)\right] * c_e(z) * c_f * A_{ref}$$

Siendo:

- F_w: empuje horizontal del viento [N]
- $(1/2)\rho v_b^2(T)$: presión de la velocidad básica del viento q_b [N/m^2]. En la que ρ es la densidad del aire, que se tomará igual a 1,25 kg/m^3.
- c_f: coeficiente de fuerza del elemento considerado, el cual es calculado, por un lado, para las pilas y sección del arco, considerando las indicaciones de la siguiente figura y, por otro lado, para el tablero considerando lo expuesto posteriormente.

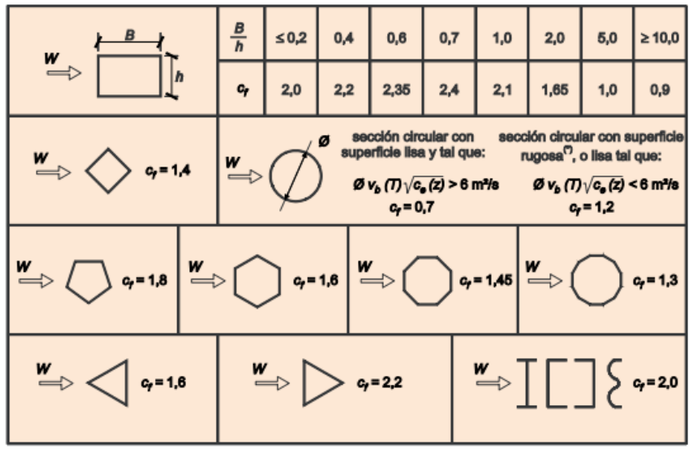


Fig. 50 Coeficiente de fuerza para las secciones más habituales

- A_{ref}: área de referencia, que se obtendrá, mediante el diseño geométrico realizado para cada uno de los elementos estudiados, como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento [m^2]. Se ha supuesto, como efecto de la sobrecarga, un area expuesta adicional a la de exposición del tablero de una altura de 2 m.
- $c_e(z)$: coeficiente de exposición en función de la altura z del centro de gravedad de cada uno de los elementos estudiados, calculado según la fórmula siguiente:

$$c_e(z) = {k_r}^2\left[{c_0}^2 * \ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 * k_l * c_o * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right]$$

Donde:

- k_l: factor de turbulencia, que se tomará igual a 1,0.
- c_o, z_o y z_{min}: según se definen anteriormente.

Debe considerarse el hecho de que, tanto las pilas como el arco, presentan una geometría duplicada en sentido longitudinal a la dirección del viento. Por lo tanto, y aunque se debería considerar el efecto de ocultamiento sobre los elementos dispuestos a barlovento no expuestos directamente a la acción del viento, se considera que cada uno de dichos elementos están ocultos en su totalidad por su elemento análogo.

II.3. Empuje del viento sobre el tablero

II.3.1. Efectos provocados por el viento transversal

Se realiza el cálculo del empuje tanto horizontal como vertical del viento sobre el tablero considerando el mismo como un tablero de alma llena (tipo losa), con una anchura de 11,30 m, una longitud de 204 m y un canto, considerando el adicional debido al efecto de la sobrecarga, de 2,80 m.

De ese modo, y considerando la fórmula que la IAP-11 proporciona al respecto, así como los datos que han podido extraerse del diseño geométrico realizado sobre el tablero, se tienen los siguientes datos sobre el mismo:

- Coeficiente de fuerza en sentido transversal (dirección X): $c_{f,x}$ = 1,3.
- Coeficiente de fuerza en sentido vertical (dirección Z): $c_{f,z}$ = ±0,9.
- Área de referencia en dirección X: $A_{ref,x}$ = 571,2 m^2
- Área de referencia en dirección Z (área en planta del tablero): $A_{ref,z}$ = 2305,2 m^2
- Altura del centro de gravedad del tablero sobre la superficie: z = 76 m

II.3.2 Empuje provocado por el viento longitudinal

Se considera dicho empuje como una fracción de un 25%, debido a la tipología del tablero, del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección X), multiplicado por un coeficiente reductor que, utilizando la formulación indicada en el apartado 4.2.5.2 de la IAP-11, se toma como 0,8823.

Los resultados obtenidos de dicho cálculo se resumen en la siguiente tabla.

Empuje del viento sobre el TABLERO (z=76 m)	Empuje viento transversal	Empuje horizontal	7,27 kN/m
		Empuje vertical	20,30 kN/m
	Empuje viento longitudinal		1,60 kN/m

Tabla 31 Empuje del viento sobre el tablero

Teniendo en cuenta la práctica irrelevancia del efecto del viento longitudinal frente al resto de solicitaciones, a efectos de cálculo esta no será considerada en las diferentes combinaciones de esfuerzos a analizar.

II.4. Empuje del viento sobre el arco

Se estima tanto el empuje horizontal como el vertical que provocan el viento transversal sobre el arco. Se ha considerado, para la obtención del empuje horizontal, un área equivalente de 261,07 m2 y una altura z del centro de gravedad de dicha área expuesta de 59,08 m. Por otro lado, para la determinación del empuje vertical se ha utilizado con coeficiente de fuerza de 0,9 y un área equivalente de 478,5 m2 igual a los 159,5 metros de extensión longitudinal del arco por los 3 metros de ancho del mismo.

De ese modo, los resultados obtenidos de dicho cálculo se incluyen en la siguiente tabla.

Empuje del viento sobre el ARCO (z=59,08 m)	Empuje viento transversal	Empuje horizontal	5,44 kN/m
		Empuje vertical	5,11 kN/m

Tabla 32 Empuje del viento sobre el arco

Debemos tener en cuenta que, a pesar del resultado obtenido para el empuje vertical del viento, únicamente debe tenerse en cuenta el efecto del mismo sobre el elemento estructural estudiado en los casos en los que pueda producirse dicho viento transversal. Por ello, y teniendo en cuenta que no existe bajo el arco elemento alguno que pueda provocar efectos aerodinámicos que favorezcan este tipo de empujes, no será necesario considerar el empuje vertical del viento sobre el arco en las diferentes combinaciones de esfuerzos analizadas.

II.5. Empuje del viento sobre las pilas

Se estima únicamente el efecto del en dirección X del viento transversal sobre las pilas, utilizando para ello la metodología anteriormente expuesta y en base a las propiedades de las mismas que se han extraído del diseño de pilas realizado para dicha estructura y expuesto en el presente anejo. Se han estudiado, para la obtención de valores más precisos, los centros de gravedad de las áreas expuestas de cada una de las pilas, simplificando la carga que ejerce el viento sobre las mismas, variable en altura, a una carga uniformemente repartida sobre las mismas del mismo valor a la acción del viento en su centro de gravedad. Pueden observarse los resultados obtenidos a continuación.

	VIENTO TRANSVERSAL																			VIENTO LONGITUDINAL					
	EMPUJE HORIZONTAL												EMPUJE VERTICAL												
	L (m)	z (m)	h (m)	B (m)	B/h	cf	Aref (m2)	cr(z)	ce(z)	qb	Fw (kN)	Fw (kN/m)	cf	Aref (m2)	cr(z)	ce(z)	qb	Fw (kN)	Fw (kN/m)	*TRANSV.	alfa	Lz	C. Reductor	Fw	Fw/m
TABLERO	204.00	76.00	2.80	11.30	4.04	1.30	571.20	1.39	4.38	455.64	1482.33	7.27	0.90	2305.20	1.39	4.38	455.64	4141.57	20.30	0.25	0.52	181.39	0.88	327.28	1.60
ARCO	159.50	59.08	1.70	3.00	1.76	1.76	261.07	1.34	4.15	455.64	867.44	5.44	0.90	478.50	1.34	4.15	455.64	814.85	5.11	-	-	-	-	-	-
PILA 1	14.50	65.08	1.20	2.50	2.08	1.63	17.40	1.36	4.24	455.64	54.86	3.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 2	36.42	54.95	1.20	2.50	2.08	1.63	43.70	1.33	4.09	455.64	132.85	3.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 3	19.37	64.30	1.20	2.50	2.08	1.63	23.24	1.36	4.23	455.64	73.09	3.77	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 4	8.39	70.62	1.20	2.50	2.08	1.63	10.07	1.38	4.31	455.64	32.30	3.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 5	1.92	71.80	1.20	2.50	2.08	1.63	2.30	1.38	4.33	455.64	7.42	3.86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 6	2.61	75.99	1.20	2.50	2.08	1.63	3.13	1.39	4.38	455.64	10.20	3.91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 7	9.75	73.24	1.20	2.50	2.08	1.63	11.70	1.39	4.35	455.64	37.82	3.88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 8	21.43	68.23	1.20	2.50	2.08	1.63	25.72	1.37	4.28	455.64	81.90	3.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 9	39.13	60.21	1.20	2.50	2.08	1.63	46.96	1.35	4.17	455.64	145.59	3.72	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PILA 10	11.69	74.75	1.20	2.50	2.08	1.63	14.03	1.39	4.37	455.64	45.54	3.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 33 Resultados cálculo de la acción del viento (Se resaltan valores a considerar en el modelo de cálculo)

APÉNDICE III. CÁLCULO DE LA ACCIÓN TÉRMICA

Se han evaluado, tal y como indica la IAP-11, los valores representativos de la acción térmica considerando la componente uniforme de temperatura, que será aplicada a efectos de cálculo sobre la estructura a una exposición de la misma a las temperaturas máxima y mínima, y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal, aplicadas como gradientes sobre los elementos estructurales estudiados.

III.1. Acción térmica en tableros

Se ha considerado el tablero de la estructura proyectada para dicha evaluación como un tablero tipo 2 (tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones).

III.1.1. Componente uniforme de la temperatura del tablero

En cuanto a la evaluación de dicha componente, se consideran los siguientes parámetros:

Temperatura máxima y mínima del aire

Dichas temperaturas, consideradas para un periodo de retorno T de 100 años, se estiman mediante las siguientes expresiones.

$$T_{max,p} = T_{max}\{k_1 - k_2 * \ln[-\ln(1-p)]\} = 44{,}66ºC$$

$$T_{min,p} = T_{mix}\{k_3 - k_4 * \ln[-\ln(1-p)]\} = -19{,}63ºC$$

Siendo:

- T_{max}: valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra para un periodo de retorno de 50 años, estimada de la siguiente figura como 43ºC.

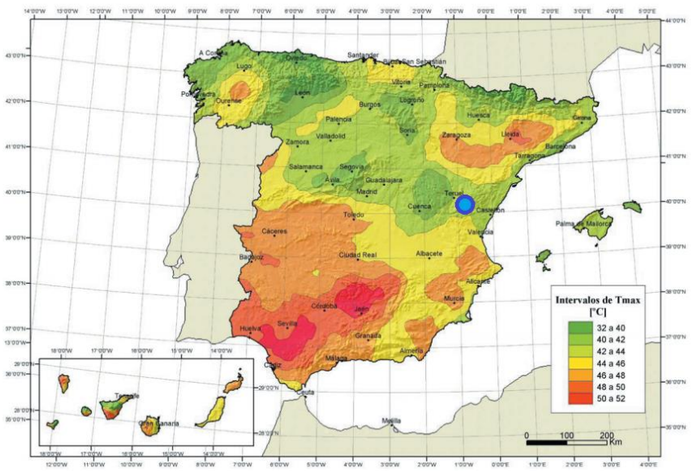


Fig. 51 Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} [ºC]

- Tmin: valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra para un periodo de retorno de 50 años, que depende de la altitud del emplazamiento, de 845 msnm, y de la zona climática invernal, siendo esta zona 5 tal y como se muestra en la siguiente figura. De ese modo, considerando las indicaciones del apartado 4.3. de la IAP-11, el valor de Tmin se estima como -17,675ºC.

Fig. 52 Zonas climáticas de invierno

- p: el inverso del periodo de retorno, en este caso 0,01.
- k_1, k_2, k_3 y k_4: coeficientes cuyos valores deben considerarse como 0,781, 0,056, 0,393 y -0,156 respectivamente.

Componente uniforme de la temperatura del tablero

Dicha componente, también definida como temperatura efectiva, equivale a la temperatura media de la sección transversal del tablero y tiene un valor mínimo y máximo que se han estimado mediante la siguiente expresión:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min} = -11{,}63\ ºC$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} = 46{,}66\ ºC$$

Siendo:

- T_{min}: $T_{min,p}$
- T_{max}: $T_{max,p}$
- $\Delta T_{e,min}$: valor dependiente del tipo de tablero, el cual debe considerarse como +8 para tablero tipo 3.
- $\Delta T_{e,max}$: valor dependiente del tipo de tablero, el cual debe considerarse como +2 para tablero tipo 3.

El rango de variación de la componente uniforme de temperatura provocará un cambio en la longitud del tablero sin coacción al movimiento longitudinal. Dicho rango de variación es:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 58{,}39\ ºC$$

Los valores característicos, por otro lado, de la variación máxima de la componente uniforme de temperatura en contracción y dilatación podrán obtenerse a partir de la temperatura inicial T0 (temperatura media del tablero en el momento en el que se coacciona su movimiento), la cual, al no disponerse de datos sobre dicho valor ni sobre la temperatura media del tablero durante el periodo de construcción, se ha tomado un valor de 15ºC. De ese modo, las variaciones máximas de la componente uniforme de temperatura en contracción y dilatación son, respectivamente:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 26{,}63\ ºC$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31{,}66\ ºC$$

III.1.2. Componente de la diferencia de temperatura

Se estudia al respecto el efecto del calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero, que dan lugar a unos valores de máximo calentamiento y mínimo enfriamiento que provocan una variación de temperatura en la altura de la sección transversal.

Para la estimación del efecto de dicha diferencia de temperatura, se ha considerado el tipo de tablero definido en el diseño del puente arco proyectado como un tablero de hormigón (tipo 3) con sección losa. Por ello, se tomarán unos valores de diferencia vertical de temperatura entre las fibras superior e inferior del tablero, siendo respectivamente la fibra superior la más caliente (calentamiento) y la fibra superior la más fría (enfriamiento) de15ºC y 8 ºC. A dichos valores, estimados para un espesor de pavimento de 50 mm, se debe aplicar un coeficiente de influencia del tipo y espesor de pavimento k_{sur} el cual, considerando para el cálculo un espesor de pavimento de 100 mm, se toma como 0,7 para el primero de los valores obtenidos anteriormente y 1 para el segundo de ellos, resultando una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ = 10,5 ºC y $\Delta T_{M,cool}$ = 8 ºC que, considerando el espesor de la losa que conforma el tablero, da lugar a los siguientes gradientes de temperatura por metro de canto:

$$\Delta \mathbf{T_{M,heat}} = \frac{\mathbf{10{,}5\ ºC}}{\mathbf{0{,}8\ m}} = \mathbf{13{,}125\ ºC/m}$$

$$\Delta \mathbf{T_{M,cool}} = \frac{\mathbf{8\ ºC}}{\mathbf{0{,}8\ m}} = \mathbf{10\ ºC/m}$$

No debe considerarse, sin embargo, la posible diferencia horizontal de temperatura que pueda existir debido a una diferencia de soleamiento entre un lado y otro de la sección trasversal del tablero debido a que la longitud de voladizo que presenta la losa del tablero (1,9 m) es superior al doble del canto de dicha losa.

III.2. Acción térmica en pilas

Las diferencias de temperatura en las mismas pueden dar lugar a efector significativos por lo que, teniendo en cuenta que las pilas se han diseñado macizas y de hormigón, la diferencia lineal de temperatura entre caras opuestas debe estimarse como 5ºC.

Sin embargo, a efectos de cálculo, el efecto de las componentes de temperatura sobre las pilas se simplifica aplicando sobre las mismas la componente uniforme de temperatura obtenida para el tablero.

III.3. Acción térmica entre el tablero y el arco

Debe considerarse una diferencia de temperatura uniforme entre estos dos elementos estructurales. El valor de dicha diferencia de temperatura debe obtenerse aplicando los criterios de cálculo de la componente uniforme de temperatura tanto al tablero como al arco. Sin embargo, considerando que ambos elementos están diseñados en hormigón armado, no existe diferencia de temperatura alguna aplicando dicho criterio, por lo que se supone una diferencia de temperatura entre el arco y el tablero de ±15 ºC.

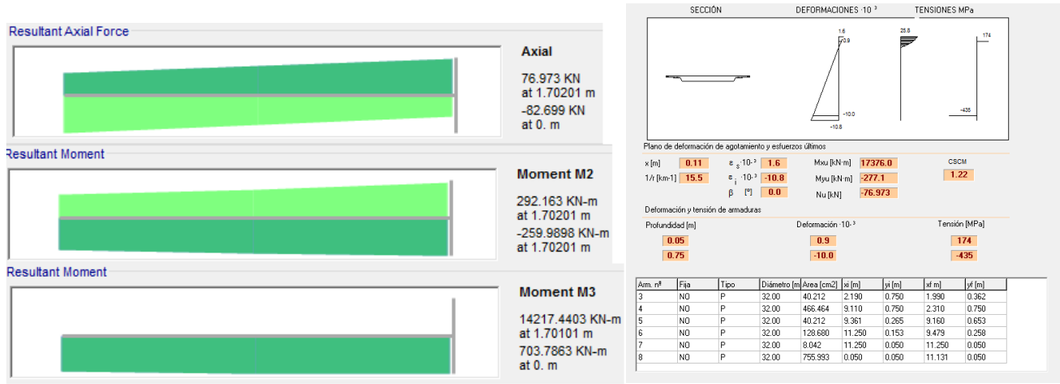
Sin embargo, dicha acción térmica se simplifica estudiando el efecto que tanto la componente uniforme de temperatura como la componente de la diferencia de temperatura obtenidos para el tablero afectan al arco.

APÉNDICE IV. CÁLCULO SECCIONAL

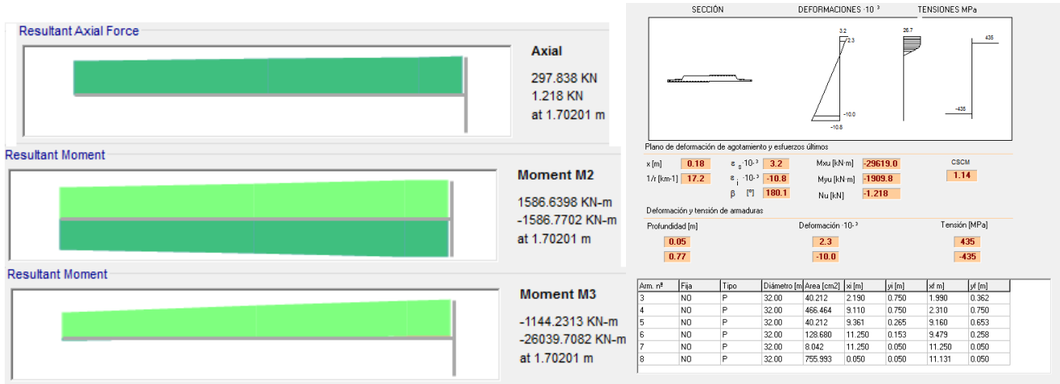
IV.1. ELU. Flexión compuesta esviada

IV.1.1. Tablero. Secciones más solicitadas

Sección a positivos con ϕ32/12:

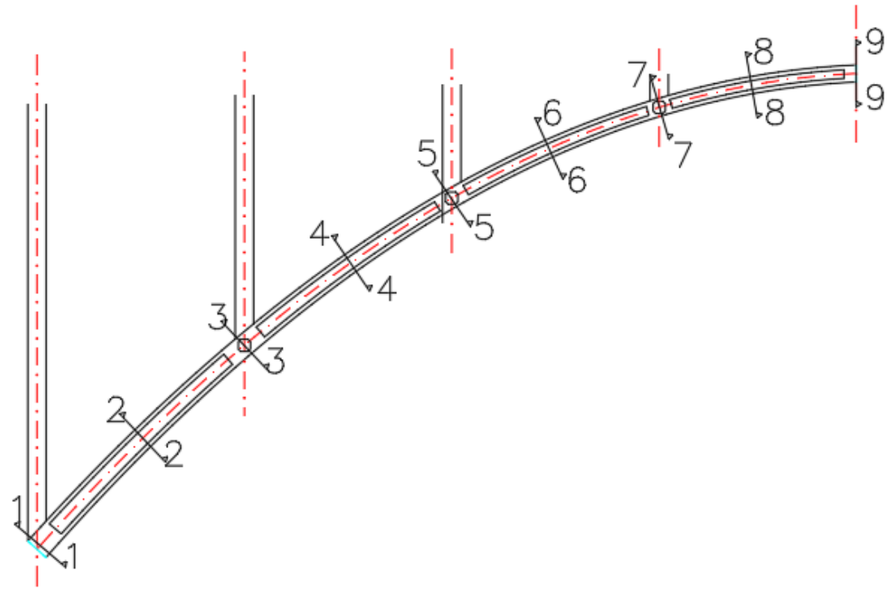


Sección a negativos con ϕ32/12:



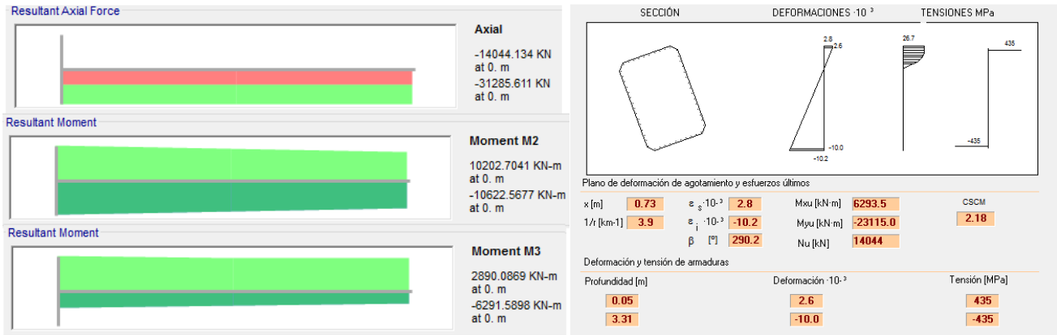
IV.1.2. Arco. Secciones de control

Secciones de control:

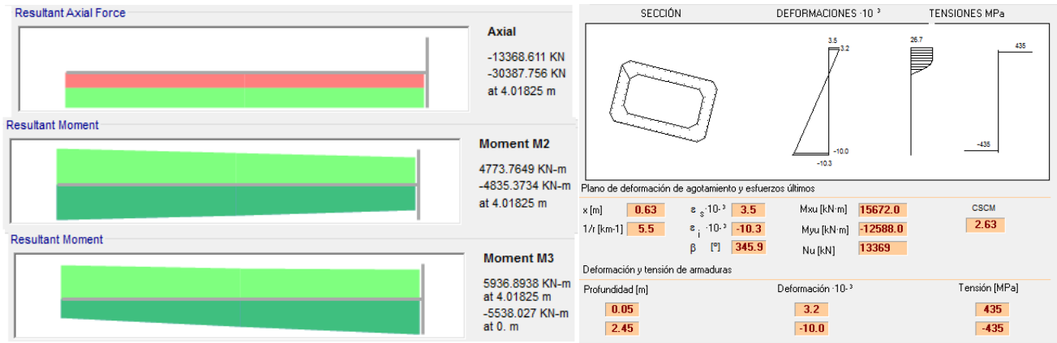


- **1-1:** 3 x 2 metros. Macizada.
- **2-2:** 3 x 1,925 metros.
- **3-3**: 3 x 1,85 metros. Macizada.
- **4-4:** 3 x 1,775 metros.
- **5-5**: 3 x 1,7 metros. Macizada
- **6-6**: 3 x 1,625 metros.
- **7-7**: 3 x 1,55 metros. Macizada
- **8-8**: 3 x 1,475 metros.
- **9-9**: 3 x 1,4 metros, macizada

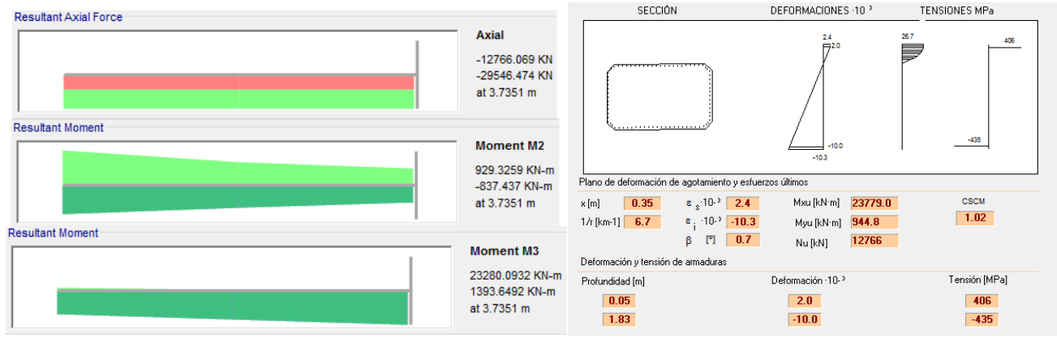
Sección 1-1 (con ϕ16/20):



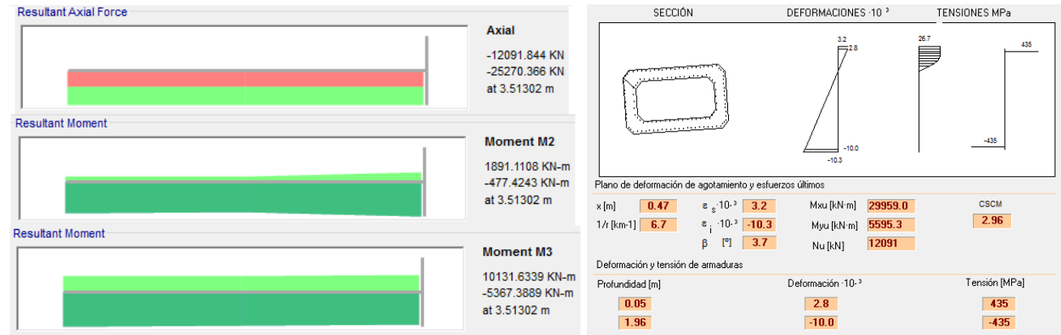
Sección 2-2 (con ϕ16/20):



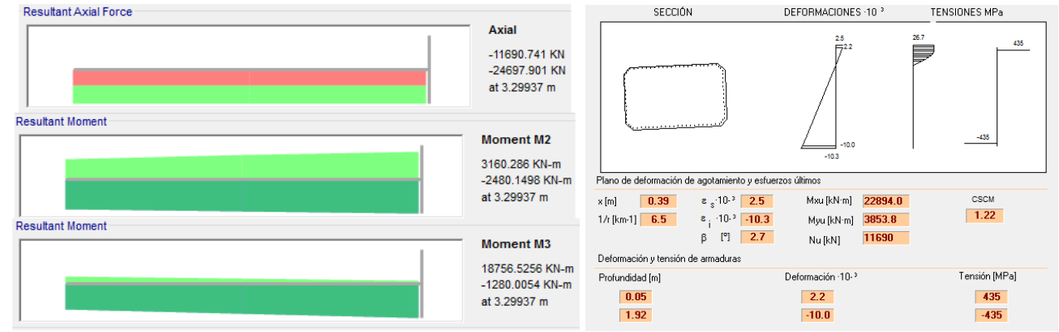
Sección 3-3 (con ϕ25/13):



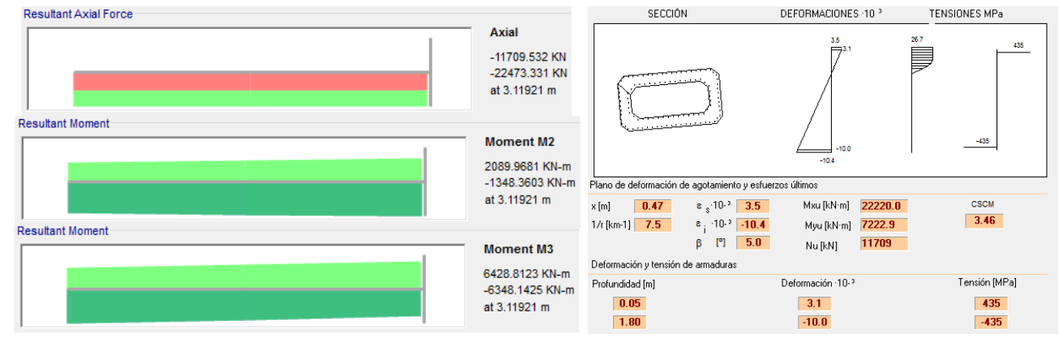
Sección 4-4 (con ϕ25/13):



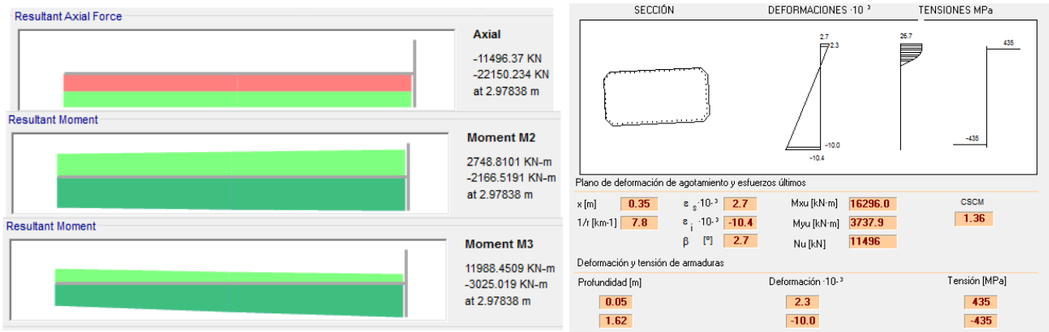
Sección 5-5 (con ϕ25/15):



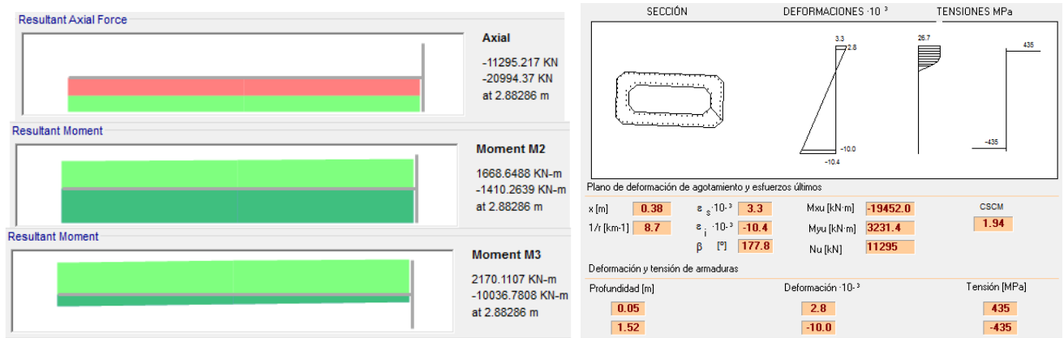
Sección 6-6 (con ϕ25/15):



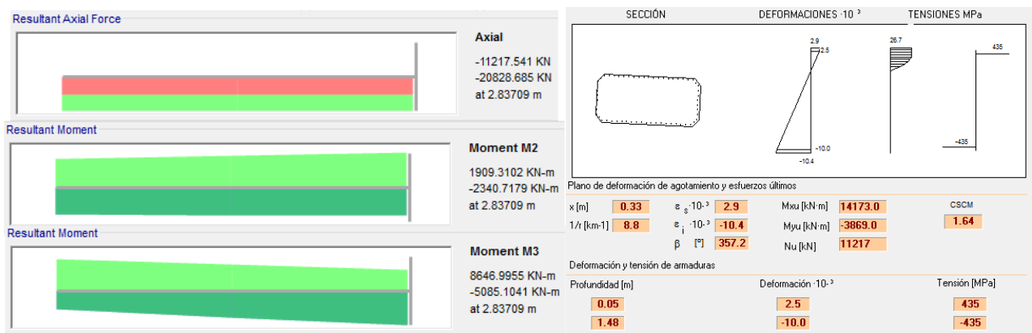
Sección 7-7 (con ϕ25/15):



Sección 8-8 (con ϕ25/15):



Sección 9-9 (con ϕ25/15):



IV.2. ELU. Cortante

IV.2.1. Pilas

Comprobación frente cortante V3 (sin armadura a cortante)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 27/05/2017
Hora: 17:20:34

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento sin armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILA-V3
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 2.50
```

2 Comprobación

```
ρl [·1.E-3] = 0
Nd [kN]     = 8271.0

Vu [kN]     = 1591.6
```

Dimensionamiento frente cortante V3 (cuantía mínima ϕ6/20)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 29/05/2017
Hora: 16:19:26

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILA-V3
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 2.50
```

2 Dimensionamiento

```
Esfuerzo cortante de cálculo Vd  [kN]  = 251.6

Inclinación de las bielas  [º] = 45
Inclinación de los cercos  [º] = 90.0
ρl  [·1.E-3]          = 0
ρcomprimida  [·1.E-3] = 0.0
Nd [kN]               = 8271.0
σxd [MPa]             = 6.0
σyd [MPa]             = 0.0
θe [º]                = 29.7
```

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm²/m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
ø 6	0.20	4	5.7	2	498.8	----
ø 8	0.30	4	6.7	2	591.1	----
ø 10	0.30	4	10.5	2	923.6	----
ø 12	0.30	4	15.1	2	1330.0	----

```
Área estricta [cm²/m]  = 4.8
(Cuantía mínima)
Vul [kN]               = 7352.2
Vcu [kN]               = 439.9
```

Dimensionamiento Pilas 2 a 9 frente cortante V2 (ϕ8/10)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 29/05/2017
Hora: 16:14:25

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILA-V2
b0  [m] = 0.50
h   [m] = 1.50
```

2 Dimensionamiento

```
Esfuerzo cortante de cálculo Vd  [kN]  = 1223

Inclinación de las bielas  [º] = 45
Inclinación de los cercos  [º] = 90.0
ρl  [·1.E-3]          = 0
ρcomprimida  [·1.E-3] = 0.0
Nd [kN]               = 8271.0
σxd [MPa]             = 6.0
σyd [MPa]             = 0.0
θe [º]                = 29.7
```

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm²/m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
ø 6	----	----	----	----	----	----
ø 8	0.10	4	20.1	2	1049.5	1309.88
ø 10	0.15	4	20.9	2	1093.3	1353.61
ø 12	0.20	4	22.6	2	1180.7	1441.07

```
Área estricta [cm²/m]  = 18.4
Vul [kN]               = 4351.3
Vcu [kN]               = 260.3
```

Dimensionamiento Pilas 1 y 10 frente cortante V2 (ϕ12/10)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 29/05/2017
Hora: 16:24:04

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : PILA-V2
b0   [m] = 0.50
h    [m] = 1.50
```

2 Dimensionamiento

```
Esfuerzo cortante de cálculo Vd  [kN]  = 2264.23

Inclinación de las bielas  [°] = 45
Inclinación de los cercos  [°] = 90.0
ρl  [·1.E-3]              = 0
ρcomprimida  [·1.E-3]     = 0.0
Nd  [kN]                  = 6957.0
σxd [MPa]                 = 6.0
σyd [MPa]                 = 0.0
θe  [°]                   = 29.7
```

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm²/m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
ø 6	----	----	----	----	----	----
ø 8	----	----	----	----	----	----
ø 10	----	----	----	----	----	----
ø 12	0.10	4	45.2	2	2361.5	2621.81

```
Área estricta [cm²/m]  = 38.2
Vu1 [kN]               = 4351.3
Vcu [kN]               = 260.3
```

IV.2.2. Tablero

Comprobación vanos 4 a 9 (con ϕ12/05)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 27/05/2017
Hora: 17:58:18

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : TABLERO-V2
b0   [m] = 7.00
h    [m] = 0.80
```

2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 60°
separación st [m]  = 0.05
ϕ [mm]             = 12
nº ramas           : 4
Area [cm²/m]       = 90.5
ρl  [·1.E-3]       = 0

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]            = 4536.8
ρcomprimida  [·1.E-3]  = 0.0
σyd [MPa]          = 0.0

Vu1 [kN]           = 49701.4
Vu2 [kN]           = 5222.3
Vcu [kN]           = 1885.2
Vsu [kN]           = 3337.1
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]            = 5222.3
```

Comprobación vanos 1 a 3 y 10 a 12 (con ϕ12/03)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 27/05/2017
Hora: 18:04:08

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-30
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 30.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : TABLERO-V2
b0  [m] = 7.00
h   [m] = 0.80
```

2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 80°
separación st [m]  = 0.03
ϕ [mm]             = 12
nº ramas           : 4
Area [cm²/m]       = 150.8
ρl [·1.E-3]        = 0

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]            = 4536.8
ρcomprimida [·1.E-3] = 0.0
σycd [MPa]         = 0.0

Vu1 [kN]           = 37065.4
Vu2 [kN]           = 6601.8
Vcu [kN]           = 1885.2
Vsu [kN]           = 4716.7
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]            = 6601.8
```

IV.2.3. Arco

Comprobación frente a cortante V2 (con ϕ12/10)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 27/05/2017
Hora: 19:23:17

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 40.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

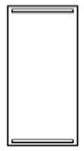
```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : ARCO-V
b0  [m] = 0.70
h   [m] = 1.40
```



2 Comprobación

```
Tipo de armadura: cercos a 90°
separación st [m]  = 0.10
ϕ [mm]             = 12
nº ramas           : 4
Area [cm²/m]       = 45.2
ρl [·1.E-3]        = 10

Inclinación de las bielas θ[°] = 45
Nd [kN]            = 30451.0
ρcomprimida [·1.E-3] = 0.0
σycd [MPa]         = 0.0

Vu1 [kN]           = 7562.3
Vu2 [kN]           = 2801.6
Vcu [kN]           = 603.0
Vsu [kN]           = 2198.6
```

- Resistencia a cortante:

```
Vu [kN]            = 2801.6
```

Comprobación frente a cortante V3 (cuantía mínima ϕ6/10)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 31/05/2017
Hora: 22:59:07

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón : HA-40
Tipo de acero    : B-500-S
fck [MPa]        = 40.00
fyk [MPa]        = 500.00
γc               = 1.50
γs               = 1.15
```

- Control del hormigón

```
Control normal
```

- Tipo de elemento estructural

```
Tipo : elemento con armadura a cortante
```

- Sección

```
Sección : ARCO-VX
b0  [m] = 0.70
h   [m] = 3.00
```

2 Dimensionamiento

```
Esfuerzo cortante de cálculo Vd  [kN]  = 520

Inclinación de las bielas  [°] = 45
Inclinación de los cercos  [°] = 90.0
ρl  [·1.E-3]          = 5
ρcomprimida  [·1.E-3] = 0.0
Nd [kN]               = 30451.0
σxd [MPa]             = 5.4
σyd [MPa]             = 0.0
θe [°]                = 30.6
```

ϕ [mm]	Separación [mm]	nº ramas	Area [cm²/m]	Tipo	Vsu [kN]	Vu2 [kN]
ø 6	0.10	4	11.3	2	1201.1	----
ø 8	0.20	4	10.1	2	1067.6	----
ø 10	0.30	4	10.5	2	1112.1	----
ø 12	0.30	4	15.1	2	1601.5	----

```
Área estricta [cm²/m]  = 8.2
(Cuantía mínima)
Vu1 [kN]               = 16523.3
Vcu [kN]               = 998.9
```

IV.3. ELS Fisuración

IV.3.1. Fisuración por tracción.

Tablero (Sección a tracción simple en ELS-CP)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 28/05/2017
Hora: 10:11:54

Comprobación del Estado Límite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

```
Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero:    B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00
```

- Ambiente

```
Clase general de exposición      : IIb
Clases específicas de exposición : H
```

- Geometría de la sección

```
Sección : TABLERO-V2
b  [m] = 7.00
h  [m] = 0.80
```

- Armado de la sección

```
f [mm] = 32
```

capa	nº barras	Separación [mm]
1	59	66.0
2	59	668.0

2 Resultados

```
Nk [kN]                                                    = 2203

Separación media entre fisuras sm [mm]                     =
Deformación media de las armaduras esm [·1.E-3]            =
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración ssr [MPa] =
Tensión en las armaduras en servicio ss [MPa]              =
Abertura característica de fisura wk [mm]                  = 0.0
```

Tablero (Sección a flexión simple negativa en ELS-CP)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 28/05/2017
Hora: 10:45:11

Comprobación del Estado Limite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIb
Clases especificas de exposición : H

- Geometría de la sección

Sección : TABLEROFIS
b [m] = 11.30
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

f [mm] = 32

capa	nº barras	Separación [mm]
1	105	66.0
2	95	468

As [cm²] = 844.5
Ac,ef [cm²] = 1.695E4

2 Resultados

Mk [kN·m] = 12254.6

Separación media entre fisuras sm [mm] = 154.0
Deformación media de las armaduras esm [·1.E-3] = 1.49
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración ssr [MPa] = 64.1
Tensión en las armaduras en servicio ss [MPa] = 305.3
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.28

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

Tablero (Sección a flexión simple positiva en ELS-CP)

PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: Viaducto en arco sobre el Mijares
Fecha: 28/05/2017
Hora: 10:58:33

Comprobación del Estado Limite de Servicio de fisuración debido a solicitaciones normales

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón: HA-30
Tipo de acero: B-500-S
fck [MPa] = 30.00
fyk [MPa] = 500.00

- Ambiente

Clase general de exposición : IIb
Clases especificas de exposición : H

- Geometría de la sección

Sección : TABLEROFIS
b [m] = 11.30
h [m] = 0.60

- Armado de la sección

f [mm] = 32

capa	nº barras	Separación [mm]
1	95	66.0
2	105	468

As [cm²] = 764.0
Ac,ef [cm²] = 1.695E4

2 Resultados

Mk [kN·m] = 4418

Separación media entre fisuras sm [mm] = 159.0
Deformación media de las armaduras esm [·1.E-3] = 0.51
Tensión en las armaduras en el instante de fisuración ssr [MPa] = 69.8
Tensión en las armaduras en servicio ss [MPa] = 121.2
Abertura característica de fisura wk [mm] = 0.14

Clase de exposición	wk max [mm]	
	Armado	Pretensado
I	0.4	0.2
IIa, IIb, H	0.3	0.2
IIIa, IIIb, IV, F	0.2	Decompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1	

APÉNDICE V. ESFUERZOS Y CÁLCULO DE ARMADURA DE ZAPATAS, APOYOS Y ESTRIBOS

V.1. Esfuerzos en zapatas de pilas 1 y 10 y en apoyos dorsal y frontal

	ESFUERZOS EN ZAPATA PILA 1								
	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sentido transversal	Pilastra A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	696.301	-302.575	-3215.969	-2685.6708	6502.3405	0
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	846.704	337.97	-1411.255	2556.2572	7616.2844	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-139.641	-26.615	-3820.798	-132.5494	-1793.5309	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	1594.519	15.951	-2370.906	280.0332	14938.7544	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-131.695	-52.647	-4721.185	-222.5356	-1473.9843	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	1633.524	25.757	-2320.88	572.9877	15027.4494	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	207.479	-235.092	-5102.457	-1809.3066	2012.274	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	1350.878	225.624	-1707.284	2114.3032	12137.4002	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	292.313	1.982	-2597.966	-38.3633	2322.5946	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	1198.238	4.545	-2417.473	-16.7244	11212.2979	0
	Pilastra B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	687.377	-331.193	-3239.133	-2613.4467	6423.0006	0
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	854.287	309.351	-1425.346	2628.4812	7685.4698	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-136.297	-26.615	-3100.764	-132.5494	-1768.3011	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	1601.342	15.951	-2270.501	280.0332	14990.4981	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-125.604	-52.647	-3480.11	-222.5356	-1428.0957	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	1648.322	25.757	-2101.67	572.9877	15139.7188	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	208.039	-252.263	-3870.525	-1765.9722	2009.2227	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	1371.185	208.453	-1480.317	2157.6376	12298.4424	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	291.899	1.982	-2608.848	-38.3633	2319.4667	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	1197.314	4.545	-2442.475	-16.7244	11205.3069	0
Sentido longitudinal	Pilas (A+B)/2	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	691.839	-316.884	-3227.551	-2649.55875	6462.67055	0
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	850.4955	323.6605	-1418.3005	2592.3692	7650.8771	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-137.969	-26.615	-3460.781	-132.5494	-1780.916	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	1597.9305	15.951	-2320.7035	280.0332	14964.62625	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-128.6495	-52.647	-4100.6475	-222.5356	-1451.04	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	1640.923	25.757	-2211.275	572.9877	15083.5841	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	207.759	-243.6775	-4486.491	-1787.6394	2010.74835	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	1361.0315	217.0385	-1593.8005	2135.9704	12217.9213	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	292.106	1.982	-2603.407	-38.3633	2321.03065	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	1197.776	4.545	-2429.974	-16.7244	11208.8024	0

	ESFUERZOS EN ZAPATA PILA 10								
	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sentido transversal	Pilastra A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	-649.634	-331.655	-3433.625	-2920.953	-6293.8508	1385.7663
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	-615.896	347.567	-1439.568	2964.7256	-6105.1247	1461.6769
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-1288.329	-42.502	-3745.283	-88.1288	-13002.0337	-197.5111
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	87.783	10.365	-2463.257	401.7806	1399.8293	2898.7398
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-1299.256	-67.724	-4435.86	-163.5712	-12874.4275	-124.725
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	55.433	18.03	-2436.402	679.6292	855.5399	2923.3255
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	-1038.206	-258.394	-4857.636	-1919.08	-10039.8962	559.4955
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	-248.665	226.955	-1789.262	2389.3211	-2478.7538	2335.9632
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	-978.134	-12.137	-2726.432	23.0623	-9834.6798	561.9244
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	-249.744	-2.802	-2528.253	100.604	-2094.1113	2200.8006
	Pilastra B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	-816.289	-362.992	-3424.574	-2837.0256	-7705.5034	0
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	-713.91	316.231	-1424.765	3048.653	-6820.0631	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-1560.973	-42.502	-3122.034	-88.1288	-15192.7538	0
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	104.214	10.365	-2365.102	401.7806	1531.9056	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-1577.432	-67.724	-3401.636	-163.5712	-15109.6657	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	63.412	18.03	-2237.494	679.6292	919.7779	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	-1280.374	-277.196	-3832.347	-1868.7235	-12029.3764	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	-285.702	208.153	-1580.474	2439.6775	-2732.6623	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	-1182.562	-12.137	-2707.577	23.0623	-11477.2385	0
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	-302.101	-2.802	-2524.129	100.604	-2514.7966	0
Sentido longitudinal	Pilas (A+B)/2	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	-732.9615	-347.3235	-3429.0995	-2878.9893	-6999.6771	692.88315
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	-664.903	331.899	-1432.1665	3006.6893	-6462.5939	730.83845
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-1424.651	-42.502	-3433.6585	-88.1288	-14097.39375	-98.75555
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	95.9985	10.365	-2414.1795	401.7806	1465.86745	1449.3699
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-1438.344	-67.724	-3918.748	-163.5712	-13992.0466	-62.3625
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	59.4225	18.03	-2336.948	679.6292	887.6589	1461.66275
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	-1159.29	-267.795	-4344.9915	-1893.90175	-11034.6363	279.74775
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	-267.1835	217.554	-1684.868	2414.4993	-2605.70805	1167.9816
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	-1080.348	-12.137	-2717.0045	23.0623	-10655.95915	280.9622
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	-275.9225	-2.802	-2526.191	100.604	-2304.45395	1100.4003

	ESFUERZOS EN APOYO DORSAL								
	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sentido transversal	Pilastra A + Arco A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	-13476.876	-388.677	-19179.343	-7644.1665	0	-4254.2069
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	-10364.459	508.049	-14624.573	7127.2815	0	4879.7675
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-14035.003	-20.87	-19792.649	-129.5966	0	-184.3259
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	-12265.522	23.195	-17302.099	301.6201	0	866.2864
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-15319.161	-34.119	-21550.984	-276.3118	0	-319.8616
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	-12249.629	52.011	-17297.829	532.8979	0	1224.7584
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	-15751.903	-263.017	-22249.923	-4891.7552	0	-2889.8019
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	-11079.219	360.86	-15659.925	4763.9509	0	3921.8471
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	-12875.647	-8.811	-18020.901	29.7566	0	94.304
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	-12201.699	-5.197	-17355.464	94.8321	0	337.4221
	Pilastra B + Arco B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	-13514.663	-504.242	-19222.256	-7141.6053	0	-4524.6788
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	-10377.066	388.835	-14661.77	7594.4497	0	4597.4599
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-13496.961	-8.654	-18972.735	-320.9712	0	-121.6737
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	-12234.977	47.031	-17212.873	182.6315	0	607.7424
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-14158.203	-20.98	-19788.053	-454.9275	0	-283.2923
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	-12206.121	77.28	-17139.167	393.1546	0	983.0775
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	-14583.139	-326.543	-20466.686	-4650.1556	0	-3035.5688
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	-11045.33	302.986	-15524.353	4970.7372	0	3641.9954
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	-12920.225	6.363	-18088.276	-131.5126	0	81.6245
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	-12205.85	11.592	-17365.689	-56.3331	0	150.3799
Sentido longitudinal	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO VERTICAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	-26991.539	-892.919	-38401.599	-14785.7718	0	-8778.8857
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	-20741.525	896.884	-29286.343	14721.7312	0	9477.2274
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-27531.964	-29.524	-38765.384	-450.5678	0	-305.9996
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	-24500.499	70.226	-34514.972	484.2516	0	1474.0288
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-29477.364	-55.099	-41339.037	-731.2393	0	-603.1539
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	-24455.75	129.291	-34436.996	926.0525	0	2207.8359
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	-30335.042	-589.56	-42716.609	-9541.9108	0	-5925.3707
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	-22124.549	663.846	-31184.278	9734.6881	0	7563.8425
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	-25795.872	-2.448	-36109.177	-101.756	0	175.9285
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	-24407.549	6.395	-34721.153	38.499	0	487.802
	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO HORIZONTAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	-26991.539	-892.919	-38401.599	-14785.7718	0	-8778.8857
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	-20741.525	896.884	-29286.343	14721.7312	0	9477.2274
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	-27531.964	-29.524	-38765.384	-450.5678	0	-305.9996
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	-24500.499	70.226	-34514.972	484.2516	0	1474.0288
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	-29477.364	-55.099	-41339.037	-731.2393	0	-603.1539

		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	-24455.75	129.291	-34436.996	926.0525	0	2207.8359
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	-30335.042	-589.56	-42716.609	-9541.9108	0	-5925.3707
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	-22124.549	663.846	-31184.278	9734.6881	0	7563.8425
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	-25795.872	-2.448	-36109.177	-101.756	0	175.9285
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	-24407.549	6.395	-34721.153	38.499	0	487.802

	ESFUERZOS EN APOYO FRONTAL								
	Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sentido transversal	Pilastra A + Arco A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	10229.866	-378.167	-18524.183	-7575.1369	0	-5145.6261
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	13506.111	507.778	-14125.912	6839.6338	0	4459.9221
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	12264.467	-20.367	-19017.006	-266.0705	0	-925.305
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	13957.333	28.035	-16744.821	277.6763	0	186.1803
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	12235.352	-32.797	-20677.765	-393.188	0	-1282.66
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	15268.528	56.232	-16727.921	474.4648	0	331.4821
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	10988.768	-255.778	-21375.33	-4888.7194	0	-4107.3469
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	15770.02	361.763	-15128.154	4543.144	0	3035.3123
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	12179.573	-5.53	-17379.059	-58.7999	0	-400.2624
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	12801.658	-2.369	-16779.468	31.3381	0	-102.6961
	Pilastra B + Arco B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	10269.136	-498.362	-18563.12	-7020.8812	0	-4879.1396
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	13521.53	387.255	-14195.805	7376.7682	0	4726.5412
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	12222.863	-7.095	-18322.939	-474.07	0	-657.1994
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	13416.705	52.043	-16639.623	186.6628	0	129.3072
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	12177.775	-18.325	-19105.627	-605.3352	0	-1018.2637
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	14084.199	80.625	-16547.151	386.0987	0	295.606
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	10960.557	-321.329	-19762.068	-4651.0346	0	-3813.9302
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	14558.234	301.741	-14991.764	4844.7776	0	3175.5653
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	12192.437	8.287	-17455.448	-255.4359	0	-209.7976
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	12842.264	17.524	-16809.573	-84.3928	0	-88.4134

Sentido longitudinal	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO VERTICAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	15364.434	-627.348	-27805.743	-11085.5775	0	-7585.1959
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	20266.876	701.4055	-21223.8145	10528.0179	0	6823.1927
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	18375.8985	-23.9145	-28178.4755	-503.1055	0	-1253.9047
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	20665.6855	54.0565	-25064.6325	371.0077	0	250.8339
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	18324.2395	-41.9595	-30230.5785	-695.8556	0	-1791.79185
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	22310.6275	96.5445	-25001.4965	667.51415	0	479.2851
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	16469.0465	-416.4425	-31256.364	-7214.2367	0	-6014.312
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	23049.137	512.6335	-22624.036	6965.5328	0	4623.09495
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	18275.7915	-1.3865	-26106.783	-186.51785	0	-505.1612
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	19222.79	6.393	-25184.2545	-10.8583	0	-146.9028
	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO HORIZONTAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	15364.434	-627.348	-27805.743	-11085.5775	0	-7585.1959
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	20266.876	701.4055	-21223.8145	10528.0179	0	6823.1927
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	18375.8985	-23.9145	-28178.4755	-503.1055	0	-1253.9047
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	20665.6855	54.0565	-25064.6325	371.0077	0	250.8339
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	18324.2395	-41.9595	-30230.5785	-695.8556	0	-1791.79185
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	22310.6275	96.5445	-25001.4965	667.51415	0	479.2851
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	16469.0465	-416.4425	-31256.364	-7214.2367	0	-6014.312
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	23049.137	512.6335	-22624.036	6965.5328	0	4623.09495
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	18275.7915	-1.3865	-26106.783	-186.51785	0	-505.1612
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	19222.79	6.393	-25184.2545	-10.8583	0	-146.9028

V.2. Cálculo EHE-08 para zapatas rígidas en zapatas de pilas 1 y 10 y en apoyos dorsal y frontal

CÁLCULO ARMADO ZAPATA PILA 1													
	Joint	OutputCase	StepType	A	B	canto	a	d	x1	N1	N2	T
	Text	Text	Text									
Sentido transversal	Pilastra A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-2689.08878	5905.05778	**3231.221767**
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	4795.63902	-3384.38402	2624.152679
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1698.31996	2122.47804	1161.410692
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1633.50612	737.39988	893.8473981
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	2004.53554	2716.64946	1486.538692
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	2077.22032	243.65968	1136.645866
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-343.66206	5446.11906	2980.092509
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	4236.52712	-2529.24312	2318.209094
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1237.60172	1360.36428	744.3853789
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1181.97746	1235.49554	676.057751
	Pilastra B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-2561.94822	5801.08122	3174.326249
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	4918.24292	-3492.89692	2691.240996
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1338.30296	1762.46104	964.4109658
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1583.30362	687.19738	866.3768098
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1383.99804	2096.11196	1146.983289
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1967.61532	134.05468	1076.67049
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-890.29302	4760.81802	2605.09878
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	4192.37866	-2712.06166	2294.05125
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1243.04272	1365.80528	747.3626703
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1194.47846	1247.99654	682.8982435
Sentido longitudinal	Pilas (A+B)/2	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	-5451.7145	8679.2655	**10685.8262**
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	7622.134783	-6203.834283	9384.297271

		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1376.925433	2083.855567	2565.622449
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1907.10695	413.59655	2348.011293
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1456.895483	2643.752017	3254.961443
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	2633.6047	-422.3297	3242.468167
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	-2523.7929	7010.2839	8630.99249
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	6492.821317	-4899.020817	7993.897654
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1199.401367	1404.005633	1728.597907
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1170.3886	1259.5854	1550.789138

	CÁLCULO ARMADO ZAPATA PILA 10											
	Joint	OutputCase	StepType	A	B	canto	a	d	x1	N1	N2	T
	Text	Text	Text									
Sentido transversal	Pilastra A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-2956.7123	6390.3373	**3496.764596**
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	5463.34496	-4023.77696	2989.518446
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1731.63542	2013.64758	1101.859141
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1874.47746	588.77954	1025.70586
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1956.21608	2479.64392	1356.850298
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	2305.60772	130.79428	1261.618451
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-641.71	5499.346	3009.218057
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	4717.54476	-2928.28276	2581.419841
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1400.11568	1326.31632	766.137171
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1425.0929	1103.1601	779.8045964
	Pilastra B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-2826.95396	6251.52796	3420.808733
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	5590.2273	-4165.4623	3058.947907
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1420.01092	1702.02308	931.3395787
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1825.39996	539.70204	998.8508673
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1439.10408	1962.53192	1073.888876

		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	2206.15372	31.34028	1207.197658
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	-1073.7841	4906.1311	2684.613461
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	4693.721	-3113.247	2568.383584
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1390.68818	1316.88882	760.9784843
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	9	6	1.125	2.5	1.075	0.5	1423.0309	1101.0981	778.6762791
Sentido longitudinal	Pilas (A+B)/2	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	-5962.75505	9391.85455	**11563.15882**
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	8733.921383	-7301.754883	10753.11798
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1481.819117	1951.839383	2403.085424
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	2278.504683	135.6748167	2805.272524
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1523.184133	2395.563867	2949.394637
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	2980.818533	-643.8705333	3669.954419
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	-2877.908917	7222.900417	8892.763851
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	7281.0988	-5596.2308	8964.417127
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Max	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1420.001717	1297.002783	1748.292127
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	Min	6	9	1.125	1.5	1.075	1.125	1531.372833	994.8181667	1885.411149

	CÁLCULO ARMADO APOYO DORSAL										
	Joint	OutputCase	A	B	canto	a	d	x1	N1	N2	T
	Text	Text									
Sentido transversal	Pilastra + Arco A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	-1815.44048	21037.69648	5091.02856
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	19482.00452	-4820.23452	4714.558056
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	8972.81358	9999.92142	2419.936308
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	8898.6469	8314.2261	2153.432794
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	9166.1425	10621.9105	2570.454886
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	9198.63086	7940.53614	2226.027572
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	2793.09404	17673.59196	4276.930296
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	15715.35602	-191.00302	3803.045947

		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	8833.71784	9254.55816	2239.561729
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	8592.71154	8772.97746	2123.021351
	Pilastra + Arco B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	-2640.9949	21820.3379	**5280.424287**
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	18715.9369	-4091.3639	4529.173114
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	9688.96994	10103.67906	2445.045193
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	9133.64166	8168.45734	2210.300476
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	10333.39312	11217.59088	2714.606877
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	9501.55114	7796.27786	2299.332927
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	3298.15318	18951.76982	4586.243627
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	15452.28394	207.64106	3739.383679
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	9058.06106	8962.83994	2192.010309
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	8.15	4	2.5	3.95	0.8125	8829.46336	8526.00064	2136.690687
Sentido longitudinal	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO VERTICAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	19200.7995	19200.7995	9507.469596
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	14643.1715	14643.1715	7250.714108
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	19382.692	19382.692	9597.535503
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	17257.486	17257.486	8545.21831
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	20669.5185	20669.5185	10234.72063
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	17218.498	17218.498	8525.913008
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	21358.3045	21358.3045	**10575.77996**
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	15592.139	15592.139	7720.60494
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	18054.5885	18054.5885	8939.911655
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	8.15	11.5	4	1.5	3.95	1.6625	17360.5765	17360.5765	8596.264611
	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO HORIZONTAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	13495.7695	13495.7695	5948.99147
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	10370.7625	10370.7625	4571.475354
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	13765.982	13765.982	6068.102267
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	12250.2495	12250.2495	5399.96106

		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	14738.682	14738.682	6496.872483
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	12227.875	12227.875	5390.098287
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	15167.521	15167.521	**6685.906502**
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	11062.2745	11062.2745	4876.296727
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	12897.936	12897.936	5685.46397
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	7.42	11.5	4	1.5	3.95	1.48	12203.7745	12203.7745	5379.474687

CÁLCULO ARMADO APOYO DORSAL											
	Joint	OutputCase	A	B	canto	a	d	x1	N1	N2	T
	Text	Text									
Sentido transversal	Pilastra + Arco A	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	-1951.84992	20514.96992	4964.531068
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	18900.73162	-4704.92662	4573.892611
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8402.9575	9919.9815	2400.591204
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8618.47198	8021.15102	2085.631715
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8584.27718	10521.34982	2546.119651
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8891.33342	7655.81758	2151.662965
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	2439.37864	17322.68936	4192.013434
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	15247.52616	-255.76216	3689.833211
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8319.02656	9136.42144	2210.973171
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8269.75802	8539.81498	2066.597073
	Pilastra + Arco B	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	-2858.12754	21382.31054	**5174.423623**
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	18006.37008	-3880.45808	4357.461114
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	9082.7902	9934.2158	2404.035841
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8816.69258	7928.12842	2133.600215
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	9709.7817	10967.9833	2654.202958
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	9123.10418	7604.81682	2207.750453
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	2865.71396	18509.61604	4479.244388

		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	14833.1074	295.0466	3589.545722
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8595.44966	8783.60934	2125.594219
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	11.5	7.89	4	2.5	3.95	0.8125	8439.87496	8339.59304	2042.412034
Sentido longitudinal	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO VERTICAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	13902.8715	13902.8715	6614.992471
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	10611.90725	10611.90725	5049.150211
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	14089.23775	14089.23775	6703.665616
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	12532.31625	12532.31625	5962.881671
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	15115.28925	15115.28925	7191.861378
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	12500.74825	12500.74825	5947.861602
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	15628.182	15628.182	**7435.895978**
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	11312.018	11312.018	5382.263218
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	13053.3915	13053.3915	6210.809507
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	7.89	11.5	4	1.5	3.95	1.5975	12592.12725	12592.12725	5991.339771
	(A+B)/2 FRENTE ESFUERZO HORIZONTAL	ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-7682.217	-7682.217	3495.036923
		ELS-C SUBTOTAL (VIENTO)	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-10133.438	-10133.438	4610.223841
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-9187.94925	-9187.94925	4180.07222
		ELS-C SUBTOTAL (TEMP)	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-10332.84275	-10332.84275	4700.943351
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-9162.11975	-9162.11975	4168.321048
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con temp	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-11155.31375	-11155.31375	5075.127849
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-8234.52325	-8234.52325	3746.309535
		ELS-C SUBTOTAL (gr1) con viento	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-11524.5685	-11524.5685	**5243.120889**
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-9137.89575	-9137.89575	4157.3003
		ELS-C SUBTOTAL (gr2)	7.61	11.5	4	1.5	3.95	1.5275	-9611.395	-9611.395	4372.719542

V3. Dimensionamiento de estribo 1

Selección de listados

ESTRIBO 1 Fecha: 05/06/17

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-98-CTE (España)
Hormigón: HA-30, Control Estadístico
Acero de barras: B 500 S, Control Normal
Tipo de ambiente: Clase IIa
Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm
Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm
Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm
Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm
Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm
Tamaño máximo del árido: 30 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo
Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m
Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
Enrase: Intradós
Longitud del muro en planta: 10.00 m
Separación de las juntas: 5.00 m
Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
Evacuación por drenaje: 100 %
Porcentaje de empuje pasivo: 50 %
Cota empuje pasivo: 0.00 m
Tensión admisible: 7.890 MPa
Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1 - Arena suelta	0.00 m	Densidad aparente: 20.00 kN/m³ Densidad sumergida: 10.00 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 kN/m²	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.00

5.- GEOMETRÍA

MURO

Altura: 5.85 m
Espesor superior: 80.0 cm
Espesor inferior: 80.0 cm

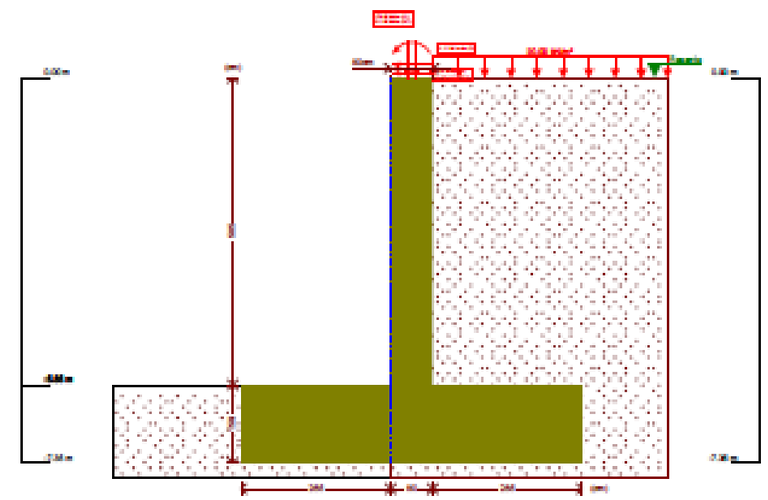
ZAPATA CORRIDA

Selección de listados

ESTRIBO 1 Fecha: 05/06/17

Con puntera y talón
Canto: 150 cm
Vuelos intradós / trasdós: 285.0 / 285.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm

6.- ESQUEMA DE LAS FASES



Fase 1: Fase

7.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 20 kN/m²	Fase	Fase
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	Fase	Fase

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	390.00	24.65	1.11	10.00	0.00
-0.57	401.18	31.43	16.99	13.80	0.00
-1.15	412.56	40.56	37.76	17.67	0.00
-1.73	423.94	51.93	64.47	21.53	0.00
-2.31	435.32	65.54	98.43	25.40	0.00
-2.89	446.70	81.39	140.93	29.27	0.00
-3.47	458.08	99.49	193.27	33.13	0.00

Selección de listados

ESTRIBO 1 Fecha: 05/06/17

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-4.05	469.46	119.82	256.77	37.00	0.00
-4.63	480.84	142.41	332.71	40.87	0.00
-5.21	492.22	167.23	422.39	44.73	0.00
-5.79	503.60	194.30	527.13	48.60	0.00
Máximos	504.78 Cota: -5.85 m	197.23 Cota: -5.85 m	538.87 Cota: -5.85 m	49.00 Cota: -5.85 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	390.00 Cota: 0.00 m	24.65 Cota: 0.00 m	1.11 Cota: 0.00 m	10.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	178.50	3.33	1.11	-0.00	0.00
-0.57	189.68	4.41	3.21	3.80	0.00
-1.15	201.06	7.74	6.63	7.67	0.00
-1.73	212.44	13.31	12.62	11.53	0.00
-2.31	223.82	21.12	22.50	15.40	0.00
-2.89	235.20	31.17	37.55	19.27	0.00
-3.47	246.58	43.47	59.09	23.13	0.00
-4.05	257.96	58.00	88.41	27.00	0.00
-4.63	269.34	74.79	126.81	30.87	0.00
-5.21	280.72	93.81	175.59	34.73	0.00
-5.79	292.10	115.08	236.06	38.60	0.00
Máximos	293.28 Cota: -5.85 m	117.41 Cota: -5.85 m	243.04 Cota: -5.85 m	39.00 Cota: -5.85 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	178.50 Cota: 0.00 m	3.33 Cota: 0.00 m	1.11 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

9.- COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

	Hipótesis		
Combinación	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.60	1.00	
3	1.00	1.60	
4	1.60	1.60	
5	1.00	1.00	1.60
6	1.60	1.00	1.60
7	1.00	1.60	1.60
8	1.60	1.60	1.60

Selección de listados

ESTRIBO 1 Fecha: 05/06/17

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

	Hipótesis		
Combinación	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN

Armadura superior / 4Ø16: inferior / 4Ø16
Estribos: Ø12c/30
Canto viga: 67.8 cm
Anclaje intradós / trasdós: 71 / 70 cm

TRAMOS

Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/20 Solape: 0.4 m	Ø16c/30	Ø20c/20 Solape: 0.95 m Refuerzo 1: Ø20 h=1.5 m	Ø16c/30

ZAPATA

Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø20c/20	Ø20c/20 Patilla Intradós / Trasdós: 40 / 40 cm
Inferior	Ø20c/20	Ø20c/15 Patilla intradós / trasdós: 40 / 40 cm

Longitud de pata en arranque: 40 cm

11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: ESTRIBO 1 (ESTRIBO 1)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 1776.6 kN/m Calculado: 315.5 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: *Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)*	Mínimo: 20 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: *Norma EHE-98. Artículo 66.4.1*	Mínimo: 3.7 cm	
- Trasdós:	Calculado: 28.4 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28.4 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: *Norma EHE, artículo 42.3.1*	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: *Artículo 42.3.5 de la norma EHE*	Mínimo: 0.0008	
- Trasdós (-5.85 m):	Calculado: 0.00083	Cumple
- Intradós (-5.85 m):	Calculado: 0.00083	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)*	Calculado: 0.00083	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00078	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00014	Cumple

Selección de listados

ESTRIBO 1

Fecha: 05/06/17

Referencia: Muro: ESTRIBO 1 (ESTRIBO 1)		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: *Artículo 42.3.5 de la norma EHE*	Mínimo: 0.0009	
- Trasdós (-5.85 m):	Calculado: 0.00392	Cumple
- Trasdós (-4.35 m):	Calculado: 0.00196	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: *Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)*	Mínimo: 0.00184	
- Trasdós (-5.85 m):	Calculado: 0.00392	Cumple
- Trasdós (-4.35 m):	Calculado: 0.00196	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: *Artículo 42.3.5 de la norma EHE*	Mínimo: 0.00027	
- Intradós (-5.85 m):	Calculado: 0.0007	Cumple
- Intradós (-4.35 m):	Calculado: 0.0007	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: *Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)*	Calculado: 0.0007	
- Intradós (-5.85 m):	Mínimo: 0.00011	Cumple
- Intradós (-4.35 m):	Mínimo: 0.0001	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: *EC-2, art. 5.4.7.2*	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.00267	Cumple
- (-4.35 m):	Calculado: 0.00463	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: *Norma EHE-98. Artículo 66.4.1*	Mínimo: 3.7 cm	
- Trasdós:	Calculado: 7 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 17.6 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Norma EHE, artículo 42.3.1*	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: *Comprobación realizada por unidad de longitud de muro*		Cumple
Comprobación a cortante: *Artículo 44.2.3.2.1 (EHE-98)*	Máximo: 407.1 kN/m Calculado: 257 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: *Artículo 49.2.4 de la norma EHE*	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.188 mm	Cumple
Longitud de solapes: *Norma EHE-98. Artículo 66.6.2*		
- Base trasdós:	Mínimo: 0.93 m Calculado: 0.95 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.4 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".*		
- Trasdós:	Mínimo: 70 cm Calculado: 70 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 71 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".*	Mínimo: 4 cm² Calculado: 8 cm²	Cumple
Canto mínimo viga coronación: *Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm*	Mínimo: 67 cm Calculado: 67 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: *Norma EHE-98. Artículo 44.2.3.4.1*	Mínimo: 6.21 cm²/m Calculado: 7.54 cm²/m	Cumple

Selección de listados

ESTRIBO 1

Fecha: 05/06/17

Referencia: Muro: ESTRIBO 1 (ESTRIBO 1)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre estribos: *Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE*	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Información adicional:

- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -5.85 m
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -5.85 m
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -5.30 m, Md: 688.94 kN·m/m, Nd: 620.89 kN/m, Vd: 272.06 kN/m, Tensión máxima del acero: 434.783 MPa
- Sección crítica a cortante: Cota: -5.09 m
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -5.85 m, M: 420.54 kN·m/m, N: 420.18 kN/m

Referencia: Zapata corrida: ESTRIBO 1 (ESTRIBO 1)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: *Valor introducido por el usuario.*		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 5.1	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.62	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: *Norma EHE-98. Artículo 59.8.1*	Mínimo: 25 cm Calculado: 150 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: *Valor introducido por el usuario.*		
- Tensión media:	Máximo: 7.89 MPa Calculado: 0.1788 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 9.8625 MPa Calculado: 0.1948 MPa	Cumple
Flexión en zapata: *Comprobación basada en criterios resistentes*		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 3.63 cm²/m Calculado: 15.7 cm²/m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 1.46 cm²/m Calculado: 20.94 cm²/m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm²/m Calculado: 15.7 cm²/m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 17.66 cm²/m Calculado: 20.94 cm²/m	Cumple
Esfuerzo cortante: *Norma EHE-98. Artículo 44.2.3.2.1*	Máximo: 388.8 kN/m	
- Trasdós:	Calculado: 74.4 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 346.2 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: *Norma EHE-98. Artículo 66.5*		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 25.8 cm Calculado: 141 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 141 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple

Selección de listados

ESTRIBO 1 Fecha: 05/06/17

Referencia: Zapata corrida: ESTRIBO 1 (ESTRIBO 1)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recubrimiento:		
- Inferior: *Norma EHE. Artículo 37.2.4.*	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 5 cm	Cumple
- Lateral: *Norma EHE-98. Artículo 37.2.4*	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
- Superior: *Norma EHE. Artículo 37.2.4.*	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: *Norma EHE. Artículo 59.8.2.*	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
Separación máxima entre barras: *Norma EHE-98. Artículo 42.3.1*	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00139	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00104	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: *Norma EHE-98. Artículo 56.2*	Mínimo: 0.00034 Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura longitudinal superior: *Norma EHE-98. Artículo 56.2*	Mínimo: 0.00026 Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura transversal inferior: *Norma EHE-98. Artículo 42.3.2*	Mínimo: 0.00138 Calculado: 0.00139	Cumple
- Armadura transversal superior: *Norma EHE-98. Artículo 42.3.2*	Mínimo: 0.00034 Calculado: 0.00104	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Información adicional:

- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 225.25 kN·m/m
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1080.89 kN·m/m

Selección de listados

ESTRIBO 1 Fecha: 05/06/17

12.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 S, CN			Total
Nombre de armado		Ø12	Ø16	Ø20	
Armado base transversal	Longitud (m) Peso (kg)	51x6.50 51x5.77			331.50 294.32
Armado longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)		21x9.86 21x15.56		207.06 326.81
Armado base transversal	Longitud (m) Peso (kg)			51x6.49 51x16.01	330.99 816.27
Armado longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)		21x9.86 21x15.56		207.06 326.81
Armado viga coronación	Longitud (m) Peso (kg)		4x9.86 4x15.56		39.44 62.25
Armado viga coronación	Longitud (m) Peso (kg)		4x9.86 4x15.56		39.44 62.25
Armado viga coronación	Longitud (m) Peso (kg)	34x2.90 34x2.57			98.60 87.54
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m) Peso (kg)			67x7.14 67x17.61	478.38 1179.76
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)			33x9.86 33x24.32	325.38 802.44
Armadura superior - Transversal	Longitud (m) Peso (kg)			51x7.14 51x17.61	364.14 898.03
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)			33x9.86 33x24.32	325.38 802.44
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m) Peso (kg)	51x2.20 51x1.95			112.20 99.62
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m) Peso (kg)			51x2.75 51x6.78	140.25 345.88
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m) Peso (kg)			50x3.30 50x8.14	165.00 406.92
Totales	Longitud (m) Peso (kg)	542.30 481.48	493.00 778.12	2129.52 5251.74	6511.34
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m) Peso (kg)	596.53 529.63	542.30 855.93	2342.47 5776.91	7162.47

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

	B 500 S, CN (kg)				Hormigón (m³)	
Elemento	Ø12	Ø16	Ø20	Total	HA-30, Control Estadístico	Limpieza
Referencia: Muro	529.63	855.93	5776.91	7162.47	144.30	6.50
Totales	529.63	855.93	5776.91	7162.47	144.30	6.50

V4. Dimensionamiento de estribo 2

Selección de listados

Estribo 2 Fecha: 05/06/17

1.- NORMA Y MATERIALES

Norma: EHE-98-CTE (España)
Hormigón: HA-25, Control Estadístico
Acero de barras: B 400 S, Control Normal
Tipo de ambiente: Clase IIa
Recubrimiento en el intradós del muro: 3.0 cm
Recubrimiento en el trasdós del muro: 3.0 cm
Recubrimiento superior de la cimentación: 5.0 cm
Recubrimiento inferior de la cimentación: 5.0 cm
Recubrimiento lateral de la cimentación: 7.0 cm
Tamaño máximo del árido: 30 mm

2.- ACCIONES

Empuje en el intradós: Pasivo
Empuje en el trasdós: Activo

3.- DATOS GENERALES

Cota de la rasante: 0.00 m
Altura del muro sobre la rasante: 0.00 m
Enrase: Intradós
Longitud del muro en planta: 10.00 m
Separación de las juntas: 5.00 m
Tipo de cimentación: Zapata corrida

4.- DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el intradós del muro: 0 %
Porcentaje del rozamiento interno entre el terreno y el trasdós del muro: 0 %
Evacuación por drenaje: 100 %
Porcentaje de empuje pasivo: 50 %
Cota empuje pasivo: 0.00 m
Tensión admisible: 7.890 MPa
Coeficiente de rozamiento terreno-cimiento: 0.60

ESTRATOS

Referencias	Cota superior	Descripción	Coeficientes de empuje
1 - Arena suelta	0.00 m	Densidad aparente: 20.00 kN/m³ Densidad sumergida: 10.00 kN/m³ Ángulo rozamiento interno: 30.00 grados Cohesión: 0.00 kN/m²	Activo trasdós: 0.33 Pasivo intradós: 3.00

5.- GEOMETRÍA

MURO

Altura: 6.67 m
Espesor superior: 89.0 cm
Espesor inferior: 89.0 cm

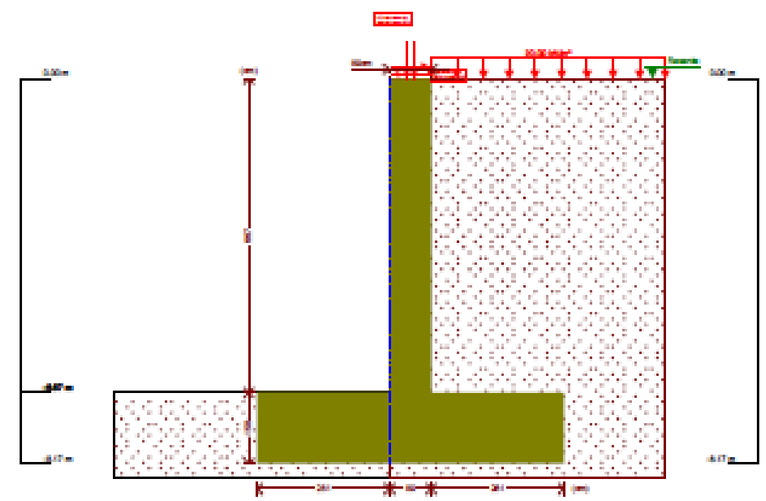
ZAPATA CORRIDA

Selección de listados

Estribo 2 Fecha: 05/06/17

Con puntera y talón
Canto: 150 cm
Vuelos intradós / trasdós: 281.0 / 281.0 cm
Hormigón de limpieza: 10 cm

6.- ESQUEMA DE LAS FASES



Fase 1: Fase

7.- CARGAS

CARGAS EN EL TRASDÓS

Tipo	Cota	Datos	Fase inicial	Fase final
Uniforme	En superficie	Valor: 10 kN/m²	Fase	Fase
Uniforme	En superficie	Valor: 20 kN/m²	Fase	Fase

8.- RESULTADOS DE LAS FASES

Esfuerzos sin mayorar.

FASE 1: FASE

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS CON SOBRECARGAS

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	365.82	26.88	0.00	10.00	0.00
-0.66	380.23	34.93	20.24	14.40	0.00
-1.33	394.85	46.08	47.21	18.87	0.00
-2.00	409.47	60.21	82.65	23.33	0.00
-2.67	424.10	77.34	128.56	27.80	0.00
-3.34	438.72	97.47	186.96	32.27	0.00
-4.01	453.35	120.58	259.84	36.73	0.00

Selección de listados

Estribo 2 — Fecha: 05/06/17

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
-4.68	467.97	146.69	349.20	41.20	0.00
-5.35	482.60	175.79	457.07	45.67	0.00
-6.02	497.22	207.88	585.43	50.13	0.00
Máximos	511.41 Cota: -6.67 m	241.88 Cota: -6.67 m	731.45 Cota: -6.67 m	54.47 Cota: -6.67 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	365.82 Cota: 0.00 m	26.88 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m	10.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

CARGA PERMANENTE Y EMPUJE DE TIERRAS

Cota (m)	Ley de axiles (kN/m)	Ley de cortantes (kN/m)	Ley de momento flector (kN·m/m)	Ley de empujes (kN/m²)	Presión hidrostática (kN/m²)
0.00	177.62	-3.33	0.00	-0.00	0.00
-0.66	192.03	-1.88	-1.88	4.40	0.00
-1.33	206.65	2.57	-1.81	8.87	0.00
-2.00	221.27	10.00	2.23	13.33	0.00
-2.67	235.90	20.43	12.26	17.80	0.00
-3.34	250.52	33.86	30.28	22.27	0.00
-4.01	265.15	50.27	58.29	26.73	0.00
-4.68	279.77	69.68	98.31	31.20	0.00
-5.35	294.40	92.08	152.33	35.67	0.00
-6.02	309.02	117.47	222.36	40.13	0.00
Máximos	323.21 Cota: -6.67 m	144.97 Cota: -6.67 m	307.50 Cota: -6.67 m	44.47 Cota: -6.67 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	177.62 Cota: 0.00 m	-3.33 Cota: 0.00 m	-2.22 Cota: -1.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

9.- COMBINACIONES

HIPÓTESIS

1 - Carga permanente
2 - Empuje de tierras
3 - Sobrecarga

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

	Hipótesis		
Combinación	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.60	1.00	
3	1.00	1.60	
4	1.60	1.60	
5	1.00	1.00	1.60
6	1.60	1.00	1.60
7	1.00	1.60	1.60
8	1.60	1.60	1.60

Selección de listados

Estribo 2 — Fecha: 05/06/17

COMBINACIONES PARA ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

	Hipótesis		
Combinación	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN

Armadura superior / 4Ø16: inferior / 4Ø16
Estribos: Ø12c/30
Canto viga: 76.1 cm
Anclaje intradós / trasdós: 79 / 78 cm

TRAMOS

Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/30 Solape: 0.25 m	Ø16c/20	Ø25c/25 Solape: 1.35 m Refuerzo 1: Ø25 h=2.4 m	Ø16c/20

ZAPATA

Armadura	Longitudinal	Transversal
Superior	Ø20c/20	Ø20c/20 Patilla Intradós / Trasdós: 40 / 40 cm
Inferior	Ø20c/20	Ø20c/10 Patilla intradós / trasdós: 40 / 40 cm

Longitud de pata en arranque: 30 cm

11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: Estribo 2 (Estribo 2)

Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Máximo: 1788.3 kN/m Calculado: 389 kN/m	 Cumple
Espesor mínimo del tramo: *Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)*	Mínimo: 20 cm Calculado: 89 cm	 Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: *Norma EHE-98. Artículo 66.4.1* - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 18.4 cm Calculado: 18.4 cm	 Cumple Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: *Norma EHE, artículo 42.3.1* - Trasdós: - Intradós:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	 Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: *Artículo 42.3.5 de la norma EHE* - Trasdós (-6.67 m): - Intradós (-6.67 m):	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00112 Calculado: 0.00112	 Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)* - Trasdós: - Intradós:	Calculado: 0.00112 Mínimo: 0.00088 Mínimo: 8e-005	 Cumple Cumple

Selección de listados

Estribo 2

Fecha: 05/06/17

Referencia: Muro: Estribo 2 (Estribo 2)		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: *Artículo 42.3.5 de la norma EHE*	Mínimo: 0.0012	
- Trasdós (-6.67 m):	Calculado: 0.00441	Cumple
- Trasdós (-4.27 m):	Calculado: 0.0022	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: *Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)*	Mínimo: 0.00191	
- Trasdós (-6.67 m):	Calculado: 0.00441	Cumple
- Trasdós (-4.27 m):	Calculado: 0.0022	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: *Artículo 42.3.5 de la norma EHE*	Mínimo: 0.00036	
- Intradós (-6.67 m):	Calculado: 0.00042	Cumple
- Intradós (-4.27 m):	Calculado: 0.00042	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: *Norma EHE, artículo 42.3.2 (Flexión simple o compuesta)*	Calculado: 0.00042	
- Intradós (-6.67 m):	Mínimo: 0.00013	Cumple
- Intradós (-4.27 m):	Mínimo: 0.00011	Cumple
Cuantía máxima geométrica de armadura vertical total: *EC-2, art. 5.4.7.2*	Máximo: 0.04	
- (0.00 m):	Calculado: 0.00262	Cumple
- (-4.27 m):	Calculado: 0.00483	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: *Norma EHE-98. Artículo 66.4.1*	Mínimo: 3.7 cm	
- Trasdós:	Calculado: 8.7 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 27.6 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Norma EHE, artículo 42.3.1*	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: *Comprobación realizada por unidad de longitud de muro*		Cumple
Comprobación a cortante: *Artículo 44.2.3.2.1 (EHE-98)*	Máximo: 428.4 kN/m Calculado: 318.9 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: *Artículo 49.2.4 de la norma EHE*	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.231 mm	Cumple
Longitud de solapes: *Norma EHE-98. Artículo 66.6.2*		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.35 m Calculado: 1.35 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.24 m Calculado: 0.25 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".*		
- Trasdós:	Mínimo: 78 cm Calculado: 78 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 79 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: *Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".*	Mínimo: 4 cm² Calculado: 8 cm²	Cumple
Canto mínimo viga coronación: *Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm*	Mínimo: 76 cm Calculado: 76 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: *Norma EHE-98. Artículo 44.2.3.4.1*	Mínimo: 7.29 cm²/m Calculado: 7.54 cm²/m	Cumple

Selección de listados

Estribo 2

Fecha: 05/06/17

Referencia: Muro: Estribo 2 (Estribo 2)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima entre estribos: *Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE*	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -6.67 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -6.67 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -5.42 m, Md: 762.00 kN·m/m, Nd: 597.04 kN/m, Vd: 288.40 kN/m, Tensión máxima del acero: 347.826 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -5.83 m		
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -6.67 m, M: 561.87 kN·m/m, N: 436.13 kN/m		

Referencia: Zapata corrida: Estribo 2 (Estribo 2)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: *Valor introducido por el usuario.*		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 4.14	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.29	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: *Norma EHE-98. Artículo 59.8.1*	Mínimo: 25 cm Calculado: 150 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: *Valor introducido por el usuario.*		
- Tensión media:	Máximo: 7.89 MPa Calculado: 0.1858 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 9.8625 MPa Calculado: 0.2273 MPa	Cumple
Flexión en zapata: *Comprobación basada en criterios resistentes*		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 8.83 cm²/m Calculado: 15.7 cm²/m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 1.59 cm²/m Calculado: 31.41 cm²/m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm²/m Calculado: 15.7 cm²/m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 25.36 cm²/m Calculado: 31.41 cm²/m	Cumple
Esfuerzo cortante: *Norma EHE-98. Artículo 44.2.3.2.1*	Máximo: 418.9 kN/m	
- Trasdós:	Calculado: 145.5 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 395.7 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: *Norma EHE-98. Artículo 66.5*		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 50.5 cm Calculado: 141 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 16 cm Calculado: 141 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple

Selección de listados

Estribo 2 — Fecha: 05/06/17

Referencia: Zapata corrida: Estribo 2 (Estribo 2)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recubrimiento:		
- Inferior: *Norma EHE. Artículo 37.2.4.*	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 5 cm	Cumple
- Lateral: *Norma EHE-98. Artículo 37.2.4*	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
- Superior: *Norma EHE. Artículo 37.2.4.*	Mínimo: 3.5 cm Calculado: 5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: *Norma EHE. Artículo 59.8.2.*	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
Separación máxima entre barras: *Norma EHE-98. Artículo 42.3.1*	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Criterio de CYPE Ingenieros*	Mínimo: 0.001	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00209	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00104	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: *Norma EHE-98. Artículo 56.2*	Mínimo: 0.00052 Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura longitudinal superior: *Norma EHE-98. Artículo 56.2*	Mínimo: 0.00026 Calculado: 0.00104	Cumple
- Armadura transversal inferior: *Norma EHE-98. Artículo 42.3.2*	Mínimo: 0.00179 Calculado: 0.00209	Cumple
- Armadura transversal superior: *Norma EHE-98. Artículo 42.3.2*	Mínimo: 0.00079 Calculado: 0.00104	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Información adicional:

- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 435.99 kN-m/m
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1234.13 kN-m/m

Selección de listados

Estribo 2 — Fecha: 05/06/17

12.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 400 S, CN				Total
Nombre de armado		Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	
Armado base transversal	Longitud (m) Peso (kg)	34x7.40 34x6.57				251.60 223.38
Armado longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)		34x9.86 34x15.56			335.24 529.12
Armado base transversal	Longitud (m) Peso (kg)				41x7.39 41x28.48	302.99 1167.54
Armado longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)		34x9.86 34x15.56			335.24 529.12
Armado viga coronación	Longitud (m) Peso (kg)		4x9.86 4x15.56			39.44 62.25
Armado viga coronación	Longitud (m) Peso (kg)		4x9.86 4x15.56			39.44 62.25
Armado viga coronación	Longitud (m) Peso (kg)	34x3.24 34x2.88				110.16 97.80
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m) Peso (kg)			100x7.15 100x17.63		715.00 1763.30
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)			33x9.86 33x24.32		325.38 802.44
Armadura superior - Transversal	Longitud (m) Peso (kg)			51x7.15 51x17.63		364.65 899.28
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m) Peso (kg)			33x9.86 33x24.32		325.38 802.44
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m) Peso (kg)	34x1.95 34x1.73				66.30 58.86
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m) Peso (kg)				41x3.05 41x11.75	125.05 481.87
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m) Peso (kg)				40x4.10 40x15.80	164.00 631.96
Totales	Longitud (m) Peso (kg)	428.06 380.04	749.36 1182.74	1730.41 4267.46	592.04 2281.37	8111.61
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m) Peso (kg)	470.87 418.04	824.30 1301.02	1903.45 4694.20	651.24 2509.51	8922.77

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

	B 400 S, CN (kg)					Hormigón (m³)	
Elemento	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	Total	HA-25, Control Estadístico	Limpieza
Referencia: Muro	418.04	1301.02	4694.20	2509.51	8922.77	157.01	6.51
Totales	418.04	1301.02	4694.20	2509.51	8922.77	157.01	6.51

APENDICE VI. VIABILIDAD PAISAJÍSTICO-CULTURAL DE ALTERNATIVAS

VI.1. Introducción

Con el presente anejo se pretende estudiar la viabilidad de la solución adoptada en función de las características no solo del terreno, sino también del contenido paisajístico y cultural del emplazamiento. Para ello, y considerando todas las alternativas que se han planteado en el presente proyecto, se han considerado evidentemente las características geológicas del terreno, así como su orografía. Sin embargo, a estos criterios se han sumado para comprender el alcance de este anejo las características generales que el equipo de trabajo ha podido distinguir del paisaje de la zona, así como las diferentes tipologías constructivas que se pueden distinguir en emplazamientos próximos al de estudio.

VI.2. Alternativas planteadas

Una vez estudiadas diferentes posibilidades de actuación en cada una de las variantes de trazado propuestas, en las diferentes visitas al emplazamiento del proyecto se han estudiado las diferentes características geológicas, geotécnicas y orográficas del terreno de emplazamiento de las estructuras propuestas. Además, se han concretado los diferentes aspectos con los que definir cuál de las diferentes alternativas de estudio es más viable económica, técnica y medioambientalmente.

En primer lugar, se han estudiado las propiedades de las estructuras que se encuentran actualmente en el emplazamiento. Por un lado, debe destacarse el importante contenido histórico y cultural del Puente Viejo de la Fuenseca sobre el río Mijares, estructura fechada en 1670 que presenta un gran protagonismo en el paisaje de la zona. Junto a él se asienta el actual puente sobre el que la A-1515 salva dicho río.

VI.3. Alternativa cero

Con el objetivo de considerar las ventajas y problemas que puede conllevar una “alternativa 0” en la que, aun mejorando el trazado actual de la carretera, se utilice el actual Puente sobre el Mijares, se han estudiado y valorado las diferentes patologías que éste puede presentar mediante una inspección visual. En primer lugar, se han distinguido abundantes crecimientos de vegetación en diferentes puntos de la estructura que pueden perjudicar significantemente a la vida útil de la misma. Por otro lado, la estructura presenta, especialmente en la zona del estribo situado sobre la margen derecha del cauce, grietas de importantes dimensiones que evidencian un posible problema de cimentación de los mismos y que se muestran en la figura 1.

Fig. 53 Patologías de estructura sobre el Mijares

Estos pueden estar causados principalmente debido a que dicho estribo se apoya en un terreno que presenta, en la zona más baja del río, un macizo rocoso de gran resistencia que representa alrededor del 50% del terreno de cimentación de dicho estribo y, en el extremo de la estructura, un suelo calizo que presenta deformaciones por asientos mucho mayores en ese otro 50% del terreno que han podido ocasionar el agrietamiento del estribo.

Por lo tanto, la “alternativa cero” considerada requiere de las importantes actuaciones de estabilización y mejora de dicho terreno de cimentación, junto con el tratamiento necesario para frenar el problema del crecimiento de vegetación en la estructura, a lo que debe sumarse las intensas actuaciones de rehabilitación del pavimento en el caso que se aproveche en gran medida el trazado actual de la carretera, pavimento que, tal y como se muestra en a figura 2, presenta importantes patologías que condicionan la seguridad del trazado. Además, debe considerarse la gran dificultad de crear un trazado que se adapte al que presenta la carretera actualmente en ese emplazamiento de forma que se cumpla la normativa de trazado con garantías y teniendo en cuenta la seguridad adicional que debe presentar dicho trazado atendiendo a las bajas temperaturas que suelen provocar presencia de hielo en la calzada.

Fig. 54 Patologías en el pavimento

Alternativa 1

Posteriormente, se han estudiado las características del terreno en el que se ubican las dos alternativas en las que se centra la fase de estudio en este proyecto. Con respecto a la "alternativa norte" o "alternativa 1", se han estudiado las dos variantes de estructuras que anteriormente se habían planteado.

Por un lado, considerando la posibilidad de ejecutar una estructura que salve únicamente el cauce del río se han considerado la posibilidad de solventar el montículo que genera un importante desnivel que presenta el terreno en la ubicación del trazado posterior al puente mediante dos posibles vías. En una de ellas consideramos la posibilidad de ejecutar un falso túnel que, por un lado, conlleva una estructura de grandes dimensiones elevando de forma significativa el presupuesto total del proyecto pero que, por otro lado, debe considerarse como una importante medida de integración ambiental de dicho trazado. En la otra posibilidad de actuación se considera la posibilidad de ejecutar dicho trazado trabajando en zanja a media ladera, una solución que requiere de importantes volúmenes de excavación y movimiento de tierras pero que, siendo una solución mucho más económica, forma unos taludes no superiores a los 10 metros de altura. Estos taludes son considerablemente inferiores a los presentes en ese mismo emplazamiento debidos a alguna otra actuación anterior, por lo que no se provocaría un impacto paisajístico importante a la vez que se solventaría el problema de pendiente a la salida del puente.

Para el estudio de esta estructura debe tenerse en cuenta que el terreno requiere que el trazado genere una estructura esviada con respecto a la dirección del rio. Además, se ha estudiado en la visita al emplazamiento las características del terreno a excavar en el tramo posterior a la estructura en la que se salva el montículo. De ese modo, se ha destacado la conveniencia de desplazar ligeramente hacia el norte el estribo situado en la margen izquierda del rio de forma que, por un lado, la estructura quede menos esviada y por lo tanto presente una menor longitud y, por otro lado, se evite excavar en un terreno de conglomerados y calizas para excavar en un terreno de areniscas bastante blandas. De esta forma se generaría, ya sea en zanja o para la construcción de un falso túnel, un desmonte en un terreno de mayor facilidad de excavación, por lo que se reducirían plazos y costes de excavación, y resistente, soportando taludes casi verticales que reduzcan los volúmenes de excavación.

Fig. 55 Ubicación estructura en alternativa 1

Para garantizar la integración paisajística de dicha estructura, se ha propuesto generar una barrera visual extendiendo la que ya existe en algunos tramos de rio cercanos a la estructura. Para ello se propone extender la barrera de árboles que separan en algún tramo el cultivo del cauce mediante la plantación de esa misma especie autóctona a lo largo de todo el tramo de cauce cercano a la estructura y que permitan evitar una gran exposición de la estructura desde los puntos visuales claves observados en la visita al emplazamiento.

Por otro lado, se ha considerado la posibilidad de ejecutar una estructura que permita salvar tanto el cauce del río Mijares como el posterior montículo. Para ello se ha situado la cimentación de uno de los estribos en el terreno cultivado a la margen derecha del río del mismo modo del que se cimentaría ese mismo estribo en el tipo de estructura analizada anteriormente, y se ha situado el otro estribo de la estructura en la parte superior de dicho montículo. Sin embargo, y antes de entrar al estudio de tipologías estructurales, observando la orografía del terreno se ha descartado dicha posibilidad, ya que además de suponer la construcción de una estructura de elevadas dimensiones con pilas de alturas excesivas en comparación con el resto de alternativas planteadas. Además, supondría una actuación de difícil integración paisajística en un paraje de gran interés geológico y cultural.

Alternativa 2

Tras el estudio de la localización de la estructura planteada en la “alternativa norte”, por último, se han evaluado las características del terreno en el que está proyectada la estructura de la “alternativa sur” o “alternativa 2”.

Fig. 56 Ubicación estructura en alternativa 2

Se ha observado, por un lado, que el emplazamiento coincide con un paraje natural de mucho mayor contenido paisajístico que el emplazamiento considerado en la alternativa norte, aspecto que deberá tenerse en cuenta en el caso de proyectar la estructura en este mismo emplazamiento. La orografía del terreno en dicho emplazamiento obliga a proyectar una estructura de importantes dimensiones en la que lograr minimizar el impacto paisajístico sobre la localización mostrada en la figura 4 supone una importante dificultad técnica.

La viabilidad de esta alternativa, y teniendo en cuenta que supone un mayor presupuesto que las desarrolladas en el trazado norte, pasa por generar medidas de integración no solo paisajística sino incluso cultural de la estructura. Se deberá plantear el diseño de la misma priorizando el criterio estético, buscando una estructura esbelta y que permita, no solo no perjudicar el contenido paisajístico de la zona, sino incluso enriquecerlo en la medida de lo posible. La solución más evidente, atendiendo a estos criterios, así como a las conclusiones que pueden extraerse del siguiente apartado, podría ser plantear plantear una estructura tipo arco que genere un paraje con tres estructuras de esa misma tipología formando, en colaboración con las dos estructuras presentes en el emplazamiento, una sucesión histórica hasta exponer los avances actuales del diseño estructural en el siglo XXI. Otra posible alternativa, además de las soluciones convencionales que ofrezcan viabilidad económica a esta alternativa de trazado, es buscar otro tipo de tipología de estructura singular que, del mismo modo, pueda generar cierta riqueza cultural al emplazamiento, así como la mayor esbeltez posible.

VI.4. TIPOLOGÍAS PRESENTES EN LA ZONA

Se ha realizado un estudio de tipologías de las estructuras que se encuentran en localizaciones cercanas al emplazamiento de actuación. Deben tenerse en cuenta que dicho emplazamiento presenta un gran valor paisajístico y cultural, debiendo enfocar el diseño y el estudio de soluciones realizado en el presente anejo a la adecuación ambiental de la estructura en cuestión, considerando los resultados que se extraigan del presente estudio de tipologías.

En primer lugar, se han analizado las características fundamentales de las estructuras que, observando las diferentes opciones de trazado que podemos considerar, más nos van a condicionar la elección de la tipología de una posible estructura. En este caso, se deben analizar en profundidad los dos puentes que se encuentran en la zona de trazado a mejorar en el paso de la A-1515 por el rio Mijares, estructuras que presentan diferencias y similitudes a tener en cuenta.

En primer lugar, nos encontramos con el Puente de la Fonseca, un puente histórico tipo arco de medio punto fechado en 1670 de tipología románica. Presenta unos tímpanos macizos dispuestos con una ligera elevación hacia su sección central, generando un perfil a dos vertientes con el característico “lomo de asno”. Construido en piedra labrada, en la actualidad únicamente permite el paso peatonal sobre una calzada adoquinada que sirve de paso para diferentes rutas senderistas existentes por la zona.

Fig. 57 Puente viejo de la Fonseca (1)

Por otro lado, debemos analizar las características fundamentales del puente actual sobre el que la A-1515 salva la cuenca del Mijares. Se trata de una estructura construida a principios de siglo XX de gran flecha con tímpanos macizos, aunque aligerados mediante dos arcos elevados, de manera que el arco principal, de medio punto, no transmite los esfuerzos en la zona de los estribos sino mediante apoyos en la zona inferior de los márgenes del cauce.

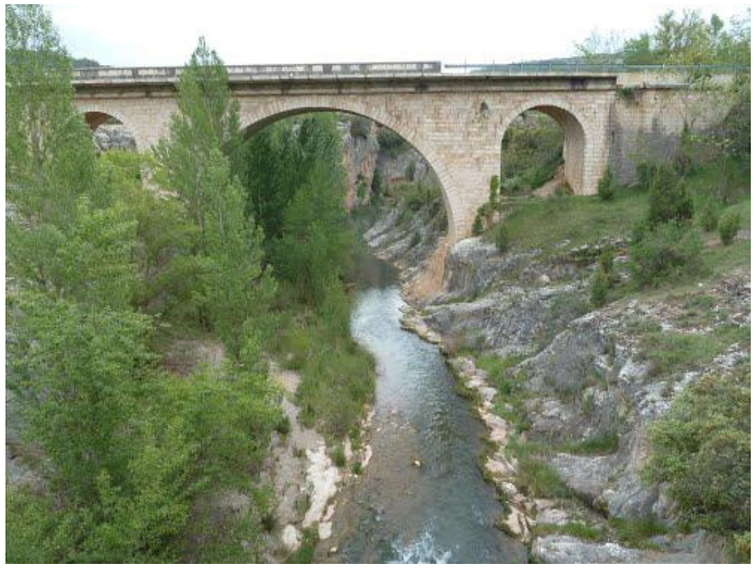


Fig. 58 Puente de la Fonseca A-1515 (2)

Debe destacarse que en el emplazamiento de actuación, en el que se situan estas dos estructuras, estas constituyen en combinación con el ecosistema un LIC “lugar de importancia comunitaria” asi como una ZEPA “zona de especial protección para las aves”. Por ello debe tenerse en cuenta que esta, al formar parte de las Zonas Especiales de Conservación integradas en la Red Natura 2000, no debe considerarse como un posible emplazamiento de la estructura a diseñar, aunque la orografía del terreno y las alternativas de trazado que se han propuesto apuntan a localizaciones cercanas.

Posteriormente, se han recogido las características principales del resto de estructuras que están situadas a no más de unos kilómetros de los posibles emplazamientos que podrían considerarse en el estudio de soluciones. De ese modo, se ha podido observar que la mayor parte de los mismos presentan características muy similares en torno a la tipología constructiva. Todos ellos son estructuras tipo arco que, aunque fechadas en diferentes épocas, comparten características estéticas similares, siendo de fábrica los más antiguos y de hormigón y metálicos los más actuales. A continuación se presentan las localizaciones e imágenes de los más característicos.

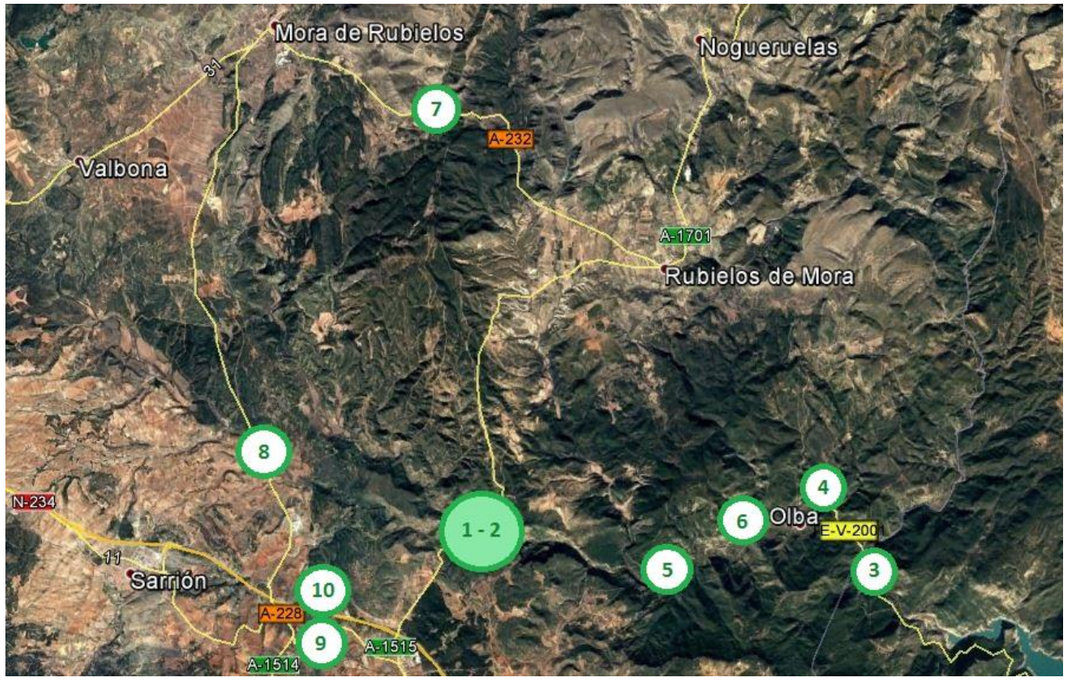


Fig. 59 Localización de estructuras

Fig. 60 Puente sobre el Mijares CV-20, entre los Cantos y la Monzona (3)

Fig. 61 Puente de los Moya sobre el Mijares, Olba (4)

Fig. 62 Puente del Cantal TE-V-2001 entre Los Giles y Villanuevas (5)

Fig. 63 Puente románico Olba TE-V-2001 junto acueducto Fuente de la Salud (Rio Rubielos) (6)

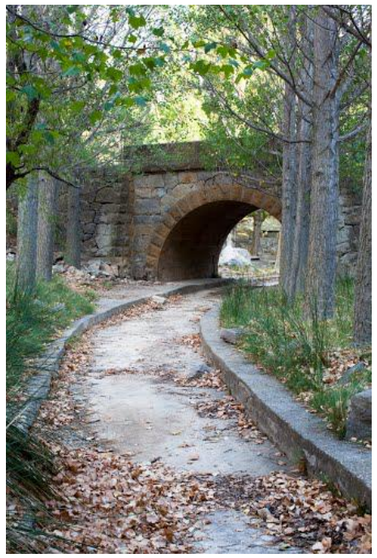


Fig. 64 Puente Fuente del Ocino (7)

Fig. 65 ODT A-228 de autovía A-23 a Mora de Rubielo

Fig. 66 Puente A-228 de autovía A-23 a Mora de Rubielos (8)

Fig. 67 Viaducto rio Albentosa autovía A-23 (10)

Fig. 68 Puente N-234 sobre el rio Albentosa (9)