

ESTUDIO DE SOLUCIONES Y PROYECTO BÁSICO DE TABLERO PARA PASO SUPERIOR SOBRE LA AUTOVIA CV – 35 EN EL PK 1+400 EN LLIRIA (VALENCIA)

ESCUELA TÉCNICA DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS – UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA



Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2015/2016

Autor: Raúl Peris Fernández

Tutor: Vicente José López Desfilis

ÍNDICE GENERAL

1. DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA Y ANEJOS

- 1.1. ANEJO Nº 1: ESTUDIO DE SOLUCIONES
- 1.2. ANEJO Nº 2: DISEÑO DE EQUIPAMIENTOS
- 1.3. ANEJO Nº 3: CÁLCULO ESTRUCTURAL
- 1.4. ANEJO Nº 4: PLAN DE OBRA

2. DOCUMENTO Nº 2: PLANOS

3. DOCUMENTO Nº 3: PRESUPUESTO

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA Y ANEJOS

Memoria

1. OBJETO	3
2. LOCALIZACIÓN.....	3
3. ANTECEDENTES	3
4. LIMITACIONES Y CONDICIONANTES.....	3
5. ESTUDIOS PREVIOS.....	3
5.1. Geología y geotecnia	3
5.2. Sismicidad.....	3
5.3. Hidrología	3
5.4. Tráfico.....	3
6. NORMATIVA APLICADA	3
7. ESTUDIO DE SOLUCIONES	4
7.1. Alternativas consideradas	4
7.2. Justificación de la solución adoptada.....	4
8. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA	4
8.1. Estructura	4
8.2. Trazado.....	5
8.3. Firmes.....	5
8.4. Señalización.....	5
8.5. Desvíos de tráfico	5
8.6. Drenaje	5
9. PLAZO DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS.....	5
10. VALORACIÓN ECONOMICA DE LAS OBRAS	5

1. OBJETO

El objeto del presente proyecto, denominado ESTUDIO DE SOLUCIONES Y PROYECTO BÁSICO DE TABLERO PARA UN PASO SUPERIOR SOBRE LA AUTOVIA CV-35 EN EL PK 1+400 EN LLIRIA (VALENCIA), es la definición, justificación y valoración de las operaciones necesarias para la construcción de un tablero para el paso superior situado sobre la Autovía CV-35.

El paso superior se encuentra proyectado, con lo que la función de este Trabajo Fin de Grado es el estudio de nuevas soluciones para el tablero del paso superior, y su posterior desarrollo. A efectos del Trabajo, se considerará una obra de nueva construcción.

El presente Trabajo Fin de Grado (TFG) se presenta en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, con el objetivo de obtener la titulación de Ingeniería Civil. El Trabajo Fin de Grado ha sido propuesto y dirigido por el profesor José Vicente López Desfilis, profesor del Departamento de Estructuras Metálicas.

2. LOCALIZACIÓN

Las operaciones a realizar en el presente Trabajo Fin de Grado se localizan en el Término Municipal de Liria, limitando con el Término Municipal de Domeño. El paso superior está situado en la intersección entre el PK 1+400 del tramo Liria – Casinos de la Autovía CV-35 y el camino de Monrabana.

3. ANTECEDENTES

Debido al aumento de tráfico que circula por la Carretera Nacional CV-35, se decidió transformarla en una Autovía. La actuación en la inmediación de la obra consiste en una Autovía de nueva construcción, manteniendo la antigua Carretera Nacional como camino de servicio de la nueva Autovía.

La nueva infraestructura a proyectar elimina el cruce al mismo nivel por el que circulaba el tráfico procedente del camino. Se hace necesaria la construcción de un paso superior para salvar la autovía que restaura la servidumbre generada.

4. LIMITACIONES Y CONDICIONANTES

Se ha tomado como datos de partida el trazado de la estructura, por lo que el trazado de la misma es el definido por el Proyecto de la Autovía Liria – Casinos, donde se engloba el Trabajo Fin de Grado.

Se trata de una carretera de 2 carriles, uno para cada sentido de circulación, y también un carril bici. El ancho del tablero tiene un total de 12.5 metros, estando comprendidos en 2 carriles de 3.5 metros mas 1 metros de arcén a cada lado de la calzada. A la parte derecha del tablero se encuentra una Barrera New Jersey como separación de la calzada y el carril bici. Esta Barrera New Jersey tiene una anchura de 0.5 metros. El carril bici tiene una anchura de 2 metros. A los laterales del tablero, se disponen 2 barreras que ocupan un ancho de 0.5 metros cada una.

5. ESTUDIOS PREVIOS

Previamente al diseño de la solución óptima del presente Trabajo Fin de Grado se han realizado investigaciones sobre determinados aspectos de la obra. Cabe destacar que los datos relativos al tráfico, tanto de la vía inferior como de la que se va a reponer se han obtenido del tráfico del Proyecto de la Autovía Liria – Casinos.

5.1. Geología y geotecnia

En el presente Trabajo Fin de Grado no se ha tenido en cuenta la geología y la geotecnia del terreno, adoptando que el terreno tiene la capacidad portante suficiente para soportar las cargas que sean aplicadas.

5.2. Sismicidad

La aceleración sísmica de la zona objeto de estudio corresponde al municipio de Liria. Según los mapas de sismicidad, procedentes del mapa de peligrosidad de la NCSE-02, la aceleración básica en el municipio de Liria es de 0.05g.

Según la normativa IAP-11, no se tendrá en cuenta cuando la aceleración básica o de cálculo sean menores de 0.05g. En el caso de la obra a proyectar, la condición expuesta anteriormente no se cumple pero, como se comprobará en el anejo de Cálculo Estructural, no supera el mínimo necesario para la consideración de sismo.

5.3. Hidrología

La obra se encuentra en la zona este de España, concretamente en la zona de Liria.

El tablero del paso superior objeto de este Trabajo Fin de Grado, se encuentra dentro de la cuenca del barranco de Monte Aragón, en las proximidades de la rambla Castellana. Esta cuenca se encuentra delimitada por el barranco de Monte Aragón, la rambla Castellana y Alcublas.

Se ha realizado un estudio en las proximidades de la ubicación de la obra y se ha observado que sobre la misma no se genera una escorrentía importante, además de que la estructura no salva ningún cauce, por ello no se ha considerado la realización de un estudio más exhaustivo.

5.4. Tráfico

La intensidad media diaria del paso superior es de magnitud pequeña, habiéndose clasificado la categoría de tráfico como T41.

En cuanto a la Autovía CV-35, se ha obtenido una IMD de vehículos ligeros de 12604, y de 2487 de vehículos pesados, representado el tráfico pesado un 16 % del total. Siguiendo la normativa vigente, con los datos obtenidos, corresponde a una categoría de tráfico T1.

6. NORMATIVA APLICADA

La normativa empleada para el desarrollo del Trabajo Fin de Grado es la siguiente:

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11).
- Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08).
- Eurocódigo 2 Proyecto de estructuras de hormigón (UNE-EN-1992-1-1).
- Norma 5.2-IC Drenaje Superficial de la Instrucción de Carreteras (2016)

7. ESTUDIO DE SOLUCIONES

La solución adoptada ha sido escogida tras haber realizado un estudio de distintas alternativas y analizar cual se adaptaba más a las condiciones consideradas. Esto se ha llevado a cabo basándose en las características del emplazamiento y a los condicionantes existentes, desarrollados en el Anejo N° 1 “Estudio de Soluciones”. Dadas las simplificaciones existentes, conviene una solución no muy costosa. Atendiendo al Estudio de Soluciones, se ha propuesto varias soluciones atendiendo a la tipología del puente, y posteriormente a las características del tablero. De este modo, las soluciones posibles son:

- Puente doble arco – atirantado de tablero inferior mixto.
- Puente atirantado de tablero mixto.
- Puente viga de tablero de hormigón pretensado.

7.1. Alternativas consideradas

Las soluciones posibles se han propuesto en base a diferentes criterios, siempre atendiendo a que el criterio más influyente será el económico, por tratarse de una obra cuyo objetivo es de dotar de mayor funcionalidad a la Autovía que circula por debajo del paso superior, así que el criterio estético no tendrá mucha influencia.

- La primera solución adoptada es un puente doble arco – atirantado de tablero inferior mixto. El tablero correspondiente a dicha solución consiste en dos cajones metálicos, de directriz recta, que conforman las vigas longitudinales del tablero. Finalmente, el tablero se completa mediante una losa colaborante de hormigón armado, situado sobre una chapa grecada atornillada a las vigas de acero.
- La segunda solución adoptada consiste en un puente atirantado de tablero mixto. El tablero correspondiente a esta solución consiste es un único cajón metálico, el cual conforma la viga longitudinal principal. Finalmente, el tablero se completa con una losa de hormigón ejecutada sobre una chapa colaborante que apoya en el esqueleto metálico.
- La tercera, y última, solución adoptada es la de un puente viga de tablero de hormigón pretensado. El tablero correspondiente a dicha solución consiste en dos vigas longitudinales de hormigón pretensado, a las cuales se les ejecuta una losa de hormigón armado para darle continuidad al paso superior.

7.2. Justificación de la solución adoptada

Las distintas alternativas descritas previamente se han valorado teniendo en cuenta una serie de criterios definidos a continuación:

- Criterio económico

Se ha valorado el coste económico de cada una de las propuestas, así como el de sus procesos de construcción, basándose en estructuras similares existentes. A pesar que en este caso no es un factor limitante porque al tratarse de un trabajo académico no se ha fijado ningún límite económico, aunque se le dará bastante importancia.

- Criterio estético

La obra a proyectar se sitúa en una Autovía, con lo que el criterio estético no influye apenas para la elección de la tipología de tablero a realizar.

- Criterio de conservación y mantenimiento

Todas las soluciones adoptadas, así como las que no se han considerado, requieren de mantenimiento y conservación, con lo que se ha adoptado este criterio para ver cual de las soluciones adoptadas tiene un coste de mantenimiento y conservación menor.

- Criterio de proceso constructivo

Se ha tenido en cuenta la viabilidad constructiva del proceso de ejecución de cada una de las alternativas, basándose en procesos de construcción válidos así como en su facilidad y disposición de los medios necesarios.

- Criterio de transporte de materiales

Las soluciones adoptadas instan en transportar varias piezas al emplazamiento de la obra, con lo que la distancia a recorrer de los materiales es un factor influyente, tanto en el coste de la obra como en el plazo de ejecución.

A partir de los criterios expuestos, se ha realizado un análisis en función de la importancia que tiene cada uno de ellos para la elección de la solución óptima. Finalmente, se ha concluido en la elección de la alternativa 3 “Puente viga de tablero de hormigón pretensado”, ya que es la que mejor se adapta a las características exigidas.

8. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA

8.1. Estructura

La estructura consiste en un puente, formado por 3 vanos (2 vanos de 24 metros y un vano central de 30.5 metros), sumando un total de 78.5 metros de luz total.

La sección transversal consiste en dos vigas artesas en cajón prefabricadas, formando las vigas longitudinales del paso superior. Sobre las dos vigas longitudinales se coloca una losa de hormigón armado, dándole continuidad a la estructura.

Las dimensiones de la sección transversal son las expuestas en la Figura 1.

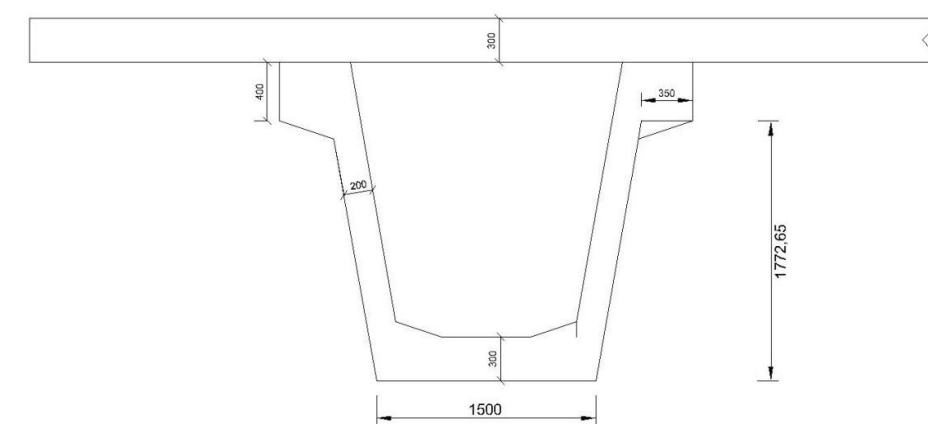


Figura1 –Dimensiones de la sección transversal

Dependiendo del vano, se disponen diferentes unidades de pretensado. En los vanos de 24 metros, se disponen de 3 unidades de pretensado en cada viga longitudinal, mientras que en el vano central, de 30.5 metros, se disponen 4 unidades de pretensado en cada viga longitudinal.

La ejecución del tablero se realiza mediante la fabricación en taller de las vigas longitudinales, y su posterior transporte a la ubicación de la obra, y hormigonado in situ de la losa superior.

8.2. Trazado

El trazado en planta es totalmente recto y perpendicular a las vías que bajo él discurren.

El trazado del paso superior en alzado corresponde a un acuerdo parabólico convexo suave con pendientes de tanto de entrada como de salida del 2 %.

8.3. Firmes

El firme dispuesto en el paso superior corresponde a un tráfico de categoría T41, por lo que se ha dispuesto una capa de rodadura mezcla bituminosa en caliente tipo S-20. Esta información se encuentra detallada en el Anejo Nº 2 "Diseño de Equipamientos".

8.4. Señalización

Se han dimensionado las barreras y defensas a disponer, tanto en los márgenes del paso superior como en la separación de la calzada del carril bici. El dimensionamiento de los elementos de contención se ha realizado en el Anejo Nº 2 "Diseño de Equipamientos". Los detalles de la misma se encuentra en el Plano Nº xx, correspondiente al Documento Nº 2: Planos.

8.5. Desvíos de tráfico

Para la construcción de la estructura del paso superior es imprescindible cortar el tráfico de la carretera inferior. Para no interrumpir el tráfico circulante por la Carretera Nacional CV-35 se ha dispuesto un desvío provisional, que no es objeto de este Trabajo Fin de Grado.

Posteriormente, el desvío provisional será demolido.

8.6. Drenaje

El sistema de drenaje para cada una de las partes del paso superior está constituido por un caz que recorre el paso superior en toda la longitud, con una profundidad de 3 cm y un ancho de 25 cm. Estos caces transportan el agua hasta los imbornales, dispuestos en las inmediaciones de estribos y pilas.

Los cálculos del sistema de drenaje se encuentran en el Anejo Nº 2 "Diseño de Equipamientos".

9. PLAZO DE EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

El plazo de ejecución mínimo para la construcción del tablero del paso superior se ha obtenido mediante la representación de las diferentes tareas a realizar en un diagrama de Gantt. Para el desarrollo del diagrama se suponen meses de cuatro semanas y jornadas de ocho horas diarias de duración. Además se utiliza un coeficiente reductor de los días laborables anuales del 5 %.

De este modo, se tiene un plazo total de 29 días laborables, lo que supondría un total de 42 días naturales. Para aproximar más a la realidad, se añaden 2 días festivos durante la construcción del tablero del paso superior, y se tiene en cuenta una disminución del 5 % de días laborables anuales para considerar la posibilidad de interrupción de las obras por condiciones meteorológicas adversas

que impedirían el correcto y seguro funcionamiento de las obras. Considerando todo ello, se obtiene un total de 47 días naturales, y por lo tanto un plazo de ejecución de aproximadamente 2 meses.

10. VALORACIÓN ECONOMICA DE LAS OBRAS

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada en la cantidad de CIENTO CINQUENTA MIL CIENTO SESENTA CON NOVENTA Y SIETE CENTIMOS.

TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCION MATERIAL	151,160.97
17 % Gastos generales	25,697.36
6 % Beneficio industrial	9,069.66
Suma GG + BI	34,767.02
TOTAL PRESUPUESTO SIN I.V.A.	185,927.99
21 % I.V.A.	39,044.88
PRESUPUESTO TOTAL	224,972.87

Asciende el presente presupuesto de licitación a la expresada en la cantidad de DOS CIENTOS VEINICUATRO MIL NOVECIENTOS SETENTA Y DOS CON OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS.

Valencia, Septiembre 2016



Fdo: Raúl Peris Fernandez

Anejo 1: Estudio de Soluciones

1. INTRODUCCIÓN	3
2. CONDICIONANTES	3
2.1. Marco general de la obra	3
2.2. Acciones naturales de carácter excepcional	3
2.3. Valor paisajístico.....	3
3. DATOS DIMENSIONALES	3
3.1. Trazado	3
3.2. Anchura del tablero	3
3.3. Gálibo.....	4
4. OPCIONES NO CONSIDERADAS.....	4
4.1. Generales	4
4.2. Tablero.....	4
5. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS.....	5
5.1. Esquemas resistentes.....	5
5.1.1. Puente arco	5
5.1.2. Puente atirantado	5
5.1.3. Puente viga.....	6
5.1.3.1. Viga en cajón.....	6
5.2. Selección de esquemas resistentes, secciones transversales y tablero	6
5.2.1. Puente doble arco atirantado de tablero inferior mixto	6
5.2.2. Puente atirantado de tablero mixto.....	7
5.2.3. Puente viga de tablero de hormigón pretensado	8
6. ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA.....	8

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este anejo consiste en el desarrollo de la metodología seguida para el desarrollo de la solución adoptada, desarrollando también algunas alternativas posibles para el diseño de la estructura de paso superior, y de su tablero correspondiente, situado en la Autovía CV-35, concretamente en el PK 1+400. También se propondrá la solución más adecuada que resuelva el problema desde distintos puntos de vista que más adelante se desarrollarán.

El estudio se basará en el análisis del tablero, por ser la parte más importante y representativa del puente. También se deberían tener en cuenta el estudio de las pilas y estribos, pero no es objeto de este Trabajo Fin de Grado (TFG).

Una vez planteadas las soluciones viables se empleará un análisis multicriterio, para así concretar la solución que más se adapte a las condiciones que rodean la estructura y que impone el "Proyecto de Construcción de la Autovía Liria – Casinos", y que será la que se resuelva de forma completa en el Proyecto.

2. CONDICIONANTES

A continuación se plantean los condicionantes más importantes que llevarán a definir las posibles alternativas a estudiar.

2.1. Marco general de la obra

El tablero objeto de este TFG está situado en el PK 1+400 de la nueva Autovía CV-35, en el Término Municipal de Liria (Valencia). Como podemos observar en la siguiente figura, el paso superior se encuentra a la parte exterior del municipio de Liria, delimitando casi con la población de Casinos.

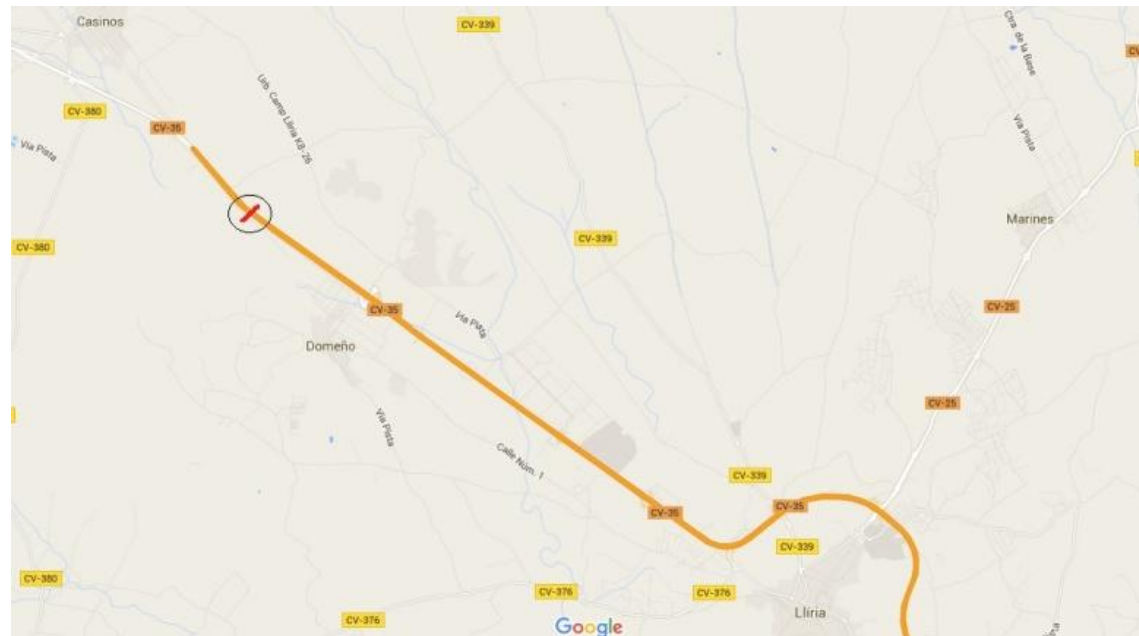


Figura 1 – Emplazamiento de la zona de actuación

El color naranja corresponde el trazado de la Autovía CV-35, que transita por debajo de nuestra estructura a proyectar. El color rojo señala la ubicación exacta del paso superior a diseñar sobre dicha autovía.

El propósito de construcción de este paso superior es resolver el cruce al mismo nivel que estaba anteriormente en la Autovía CV-35, el cual ha quedado obsoleto y ha sido reemplazado por este paso superior, dejando la anterior autovía como camino de servicio de la nueva autovía. El propósito de este TFG es estudiar diferentes alternativas para el diseño del paso superior.

2.2. Acciones naturales de carácter excepcional

No está previsto que la estructura esté sometida a valores extremos de nieve, viento y temperatura, ya que la zona climática donde está situada la obra es normal.

Según el Mapa de Peligrosidad Sísmico de la Norma NCSP-07, el municipio de Liria tiene una aceleración básica de 0.05g. La norma obliga a la consideración de esta acción cuando esta aceleración no es menor de 0.04g. Como se observará en el Anejo de Cálculo Estructuras, la norma permite no introducir la acción sísmica, aunque $> 0.04g$ cuando se dan otras circunstancias que en este caso de la obra sí que cumple.

2.3. Valor paisajístico

El paso superior no se encuentra en una zona de alto valor paisajístico, por lo que no se justifica la elección de una tipología de puente singular, lo cual supondría un aumento considerable del coste de la obra.

Que la estética no sea un valor determinante no implica que no tengamos que intentar integrar la obra en el entorno.

3. DATOS DIMENSIONALES

3.1. Trazado

La estructura se encuentra sobre el PK 1+400 de la carretera CV-35. Se ha respetado el trazado impuesto por el paso superior proyectado. La longitud del paso superior será de 78.5 metros.

El trazado en planta es totalmente recto y perpendicular a las vías que bajo él discurren. El trazado del paso superior en alzado corresponderá a un acuerdo parabólico convexo suave con pendientes tanto de entrada como de salida del 2%.

3.2. Anchura del tablero

El ancho del tablero queda a elección del proyectista. Dependerá de la elección de la tipología de puente a escoger.

La anchura total del tablero será de un mínimo de 12.5 metros y variará si se le añade algún otro elemento, como por ejemplo espacios para la colocación de anclajes para los tirantes, etc. La sección transversal queda distribuida de la siguiente forma:

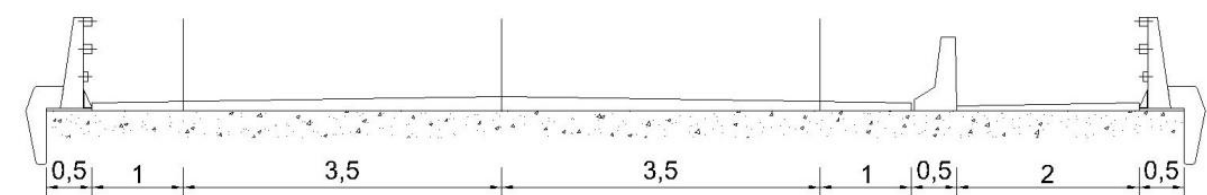


Figura 2 – Distribución del tablero

La figura anterior nos muestra la distribución mínima de la sección transversal del tablero. Queda distribuido de izquierda a derecha: 0.5 metros de barandilla, 1 metro de arcén, 7 metros de calzada (dos carriles), 1 metro de arcén, 0.5 metros para Barrera New-Jersey, 2 metros para carril bici y 0.5 metros de barandilla.

3.3. Gálibo

El paso superior se encuentra sobre la autovía CV-35, que es una carretera convencional de doble sentido. Bajo la obra a proyectar estaba prevista la construcción de una nueva autovía de nuevo trazado, discurriendo de forma paralela al trazado de la antigua CV-35, quedando esta como vía de servicio de la nueva autovía.

Cabe destacar la presencia de un carril bici en el lateral de la nueva autovía.

Según el Artículo 7.3.7 de la Instrucción de Carreteras 3.1-IC, la altura libre mínima bajo pasos superiores sobre cualquier punto de la plataforma no deberá ser inferior a 5.30 metros en carreteras interurbanas y a 5 metros en carreteras urbanas.

El propósito de este Trabajo Fin de Grado (TFG) es proponer nuevas soluciones para el tablero del paso superior proyectado, con lo que el gálibo queda fijado en 7.55 metros.

Por último, el obstáculo a salvar sería el siguiente:

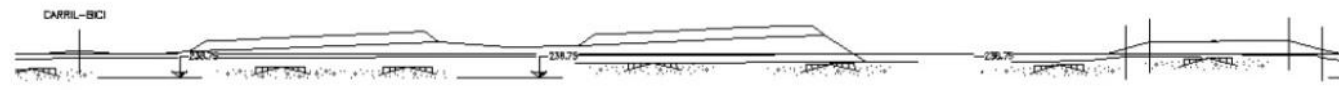


Figura 3 – Obstáculo a salvar

4. OPCIONES NO CONSIDERADAS

En el siguiente apartado se van a definir a grandes rasgos los motivos por los cuales se han descartado algunas de las alternativas, ya sean por motivos generales o por motivos debidos al tablero.

Los motivos, datos y razones empleados en la discusión de las alternativas han sido buscados en los apuntes de la asignatura optativa de cuarto curso "Concepción de Puentes".

En las tablas siguientes se muestran los rangos de luces adecuadas a distintas tipologías de puentes. Estas tablas han sido obtenidas de las transparencias de la asignatura de "Concepción de Puentes".

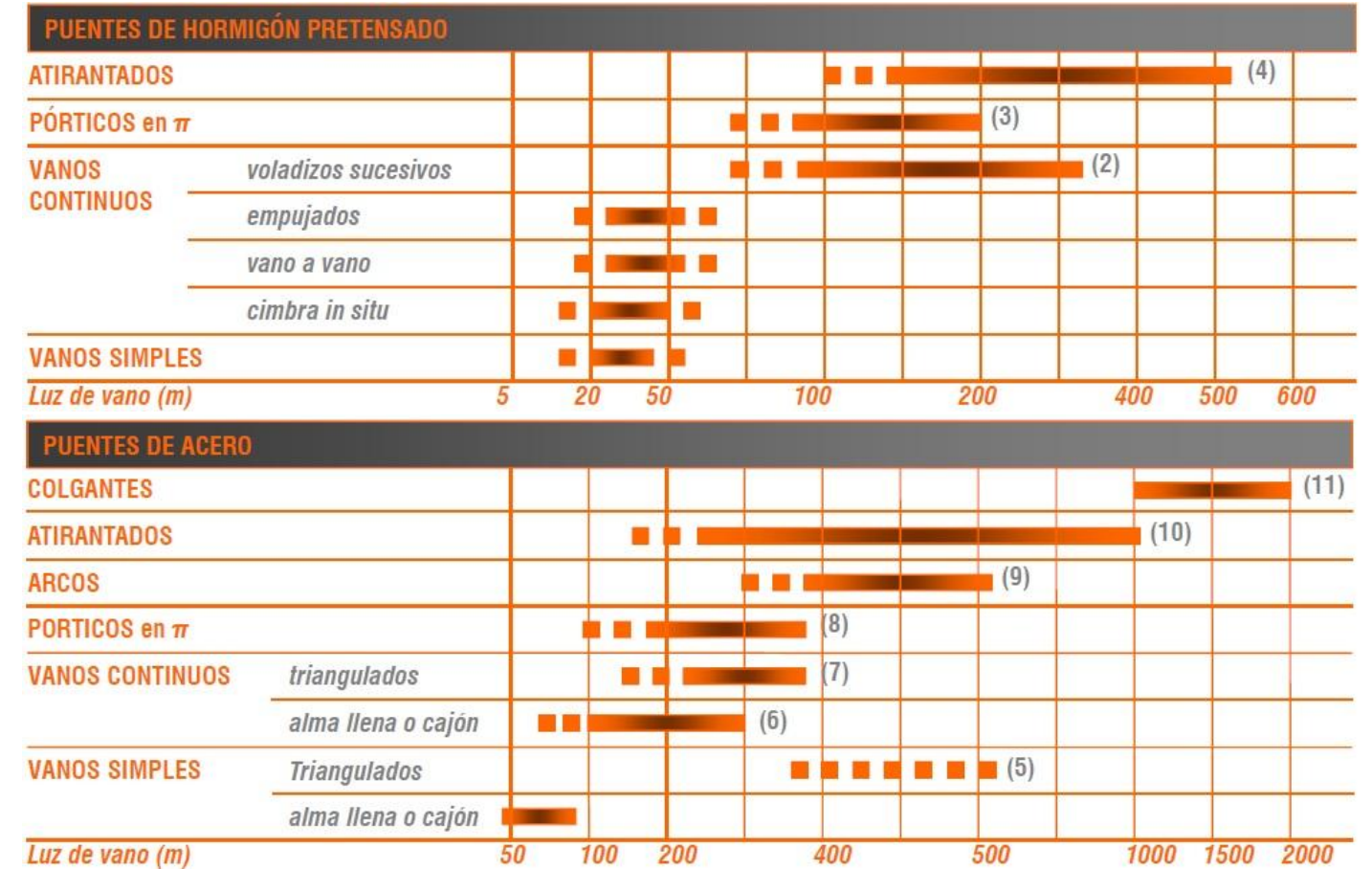
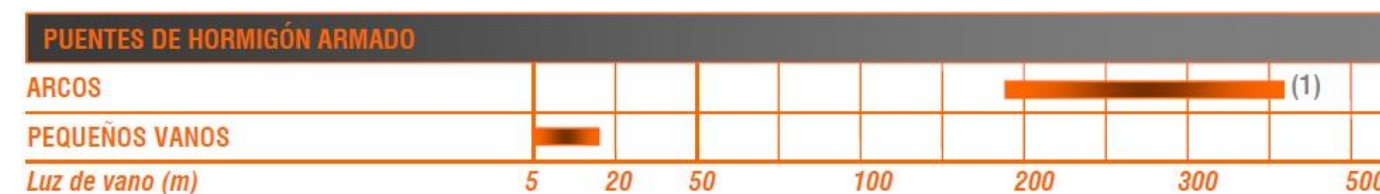


Figura 4 – Luces de diversas tipologías de puentes

4.1. Generales

Como podemos ver en la figura anterior, dentro de los puentes de acero y hormigón pretensado, se han desestimado los puentes colgantes y pórtico en π , y en los puentes de hormigón armado se ha desestimado los puentes arco, debido a que requieren de luces grandes y, además, encarecería el coste de la obra.

Una posible opción, aunque el factor económico sería desfavorable, podría ser un puente arco de acero de un solo vano de 78.5 metros. Otra posible solución sería un puente atirantado de acero de dos vanos.

Por otro lado, se ha preferido emplear el hormigón por su mayor durabilidad y su menor necesidad de mantenimiento.

4.2. Tablero

En un principio se desestima el tablero de hormigón armado por emplearse para luces de vano comprendidas entre 5 y 18 metros. Para la ejecución de las alternativas a proponer se deberán utilizar como máximo dos pilas, situadas una en la mediana de la nueva autovía y otra en entre la nueva autovía y la antigua carretera convencional. Luego, se puede eliminar una de las dos pilas, dependiendo de la tipología de puente a proyectar.

La tipología que parece ser más adecuada para este paso superior el tablero de hormigón pretensado de vanos múltiples, puesto que un vano simple requeriría grandes cantos y encarecería considerablemente el coste de la obra. Dentro de ésta tipología, también es importante conocer a priori el proceso constructivo a emplear. Se ha descartado tanto la construcción vano a vano como

la empujada, puesto que la altura de las pilas es reducida y se hace innecesario emplear un método de construcción más complejo, siendo factible la construcción mediante cimbra, en el caso que la construcción sea in situ.

5. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Una vez definidos los condicionantes expuestos en apartados anteriores, se debe desarrollar una metodología para la elección de la solución adoptada.

A continuación se propone unas luces para el desarrollo de las alternativas:

- 1 vano de 78.5 metros de luz.
- 2 vanos asimétricos de 54.5 metros y 24 metros.
- 3 vanos, dos de los cuáles de 24 metros y un vano central de 30.5 metros.

Una vez sintetizadas las condiciones más restrictivas que marcan el diseño de la estructura, se siguen los siguientes pasos para el desarrollo de las alternativas:

- i. Proponer esquemas resistentes.
- ii. Proponer secciones transversales para ellos.
- iii. Proponer subestructuras (pilas y estribos).
- iv. Estudio de cimentaciones.
- v. Elegir las propuestas finales más apropiadas para su conjunto.

El alcance de este Trabajo Final de Grado es proponer una alternativa al tablero proyectado, con lo que en el desarrollo de la elección de la alternativa más favorable, se eliminarían los pasos de elección de subestructuras y estudio de cimentaciones.

5.1. Esquemas resistentes

En la actualidad se usan básicamente dos materiales en el ámbito de la construcción: el hormigón y el acero. A su vez, se diferencian también dos tipos de elementos estructurales: elementos resistentes a tracción y elementos resistentes a compresión. En primer lugar, el material óptimo de trabajo a tracción es el acero, mientras que para el trabajo a compresión se utiliza el hormigón. Para resistir la flexión se utilizara un sistema combinado de acero o de acero y hormigón, siendo este último el sistema de mayor rendimiento tanto económico como estructural.

Para la concepción del puente se debe tratar de utilizar cada uno de los materiales como mejor se adapte a su forma de trabajo, es decir, que el acero se encargue de resistir las tracciones y el hormigón las compresiones.

Utilizando este método, se encuentran diversas tipologías capaces de resolver el problema de manera suficientemente eficiente:

- Puente arco
- Puente atirantado
- Puente viga

Estas tipologías definen diferentes sistemas estructurales primarios.

5.1.1. Puente arco

El puente arco está constituido principalmente por dos elementos: el arco, el principal elemento resistente, y el tablero, con un papel resistente secundario.

Dentro de este sistema estructural primario, existen tres categorías diferentes:

- Puente arco con tablero superior.
- Puente arco con tablero intermedio.
- Puente arco con tablero inferior.

En el puente arco con tablero superior, las cargas aparecen en el tablero y se transmiten al arco por medio de pilares o columnas dispuestas entre el tablero y el arco. Finalmente, el arco, mediante un sistema de compresiones, lleva las cargas a los estribos del puente.

En el puente arco con tablero intermedio, las cargas se recogen mediante pilas y péndolas, en función de la posición de las cargas. En los extremos, las cargas serán transmitidas mediante pilares o columnas, mientras que en la parte central, las cargas serán recogidas mediante péndolas, dado que el tablero se sitúa por debajo del arco.

Por último, en el puente arco de tablero inferior, las cargas son recogidas por el tablero y transmitidas al arco mediante péndolas, transmitiendo las cargas a la cimentación. En esta tipología se puede conectar el tablero con el arco, formando un "bowstring", de manera que el tablero recoja las acciones horizontales que el arco transmite a la cimentación. Esto hace que sea factible para ser cimentado en cualquier tipo de terreno.

El material de los arcos puede ser de hormigón o metálicos, siendo generalmente la relación entre flecha y luz de 1/6. Por otro lado, el tablero puede conformarse también de hormigón o acero y su canto dependerá de la separación de las péndolas.

5.1.2. Puente atirantado

El puente atirantado está constituido principalmente por tres elementos: pilono, cables y tablero. Los cables inclinados arrancan en los pilonos y se anclan en el tablero. El atirantamiento al pilono es un sistema muy adecuado para luces medias y largas, ya que se utiliza un mecanismo de axil mucho más eficiente que el de flexión.

En cuanto a los materiales que conforman este tipo de puentes se utiliza acero en los cables o tirantes y en general se utiliza hormigón armado para las torres. El tablero puede estar conformado por hormigón, acero o mixto.

La disposición de los tirantes puede ser en abanico, arpa o semiabanico/semiarpa. La solución en abanico ofrece una serie de ventajas estructurales: ahorro de acero en los tirantes, esfuerzos axiales menores en el dintel y menor flexión en las pilas principales. En contraposición, presentan el inconveniente de la complejidad de acoplar el anclaje de muchos tirantes en la cabeza de la torres.

La solución en arpa es menos eficaz estructuralmente pero la componente estética es claramente superior debido al orden que ofrece la distribución de tirantes. Por ello, la solución óptima puede ser la solución intermedia.

Respecto a la separación de los tirantes en el dintel, conviene que no sea elevada, entre 5 y 15 metros para tableros de hormigón y entre 10 y 20 metros para tableros metálicos.

En cuanto a la distribución de los tirantes en planta se distinguen dos tipos principales:

- Un solo plano situado en el eje.
- Dos planos situados en los bordes laterales.

Disponiendo de un plano central de tirantes, estos solo resisten la flexión longitudinal, mientras que las acciones no centradas y torsoras, deben ser resistidas por el tablero; en cambio, con dos planos de tirantes, se coacciona la flexión y la torsión general existente en el tablero.

El ámbito de luces de esta tipología se encuentra entre 100 y 1000 metros con importante esbelteces en el tablero. Por tanto, esta tipología se podría adaptar resolviendo el paso superior con único vano.

5.1.3. Puente viga

Los puentes viga se caracterizan por su simplicidad estructural, muy adecuado para luces pequeñas donde no tienen competencia en términos económicos, sin embargo, a mayores luces se obtienen mayores esfuerzos flectores requiriendo un canto mayor y por tanto mayor peso propio. Al igual que el flector, el precio crece exponencialmente con la luz.

Si se piensa en este tipo de puentes realizados en hormigón, se puede distinguir diferentes categorías en cuanto a su colocación en obra:

- Puentes de vigas prefabricadas.
- Puentes de vigas hormigonadas "in situ".

Sin embargo, si se central en el material del que se componen dichas vigas, se puede diferenciar entre otros dos tipos:

- Hormigón armado.
- Hormigón pretensado.

El hormigón armado al salvar como máximo una luz de alrededor de 20 metros, no se aplica como solución al paso superior a proyectar. En cambio, el hormigón pretensado presenta mejores cualidades con la ventaja de disponer un área de cabeza de la cabeza inferior suficientemente ancha para ser capaz de resistir las compresiones inducidas por el pretensado (secciones en doble T). Además, las esbelteces oscilan entre $h=L/20$ y $h=L/15$.

Por otro lado existen este tipo de soluciones con vigas metálicas formando un puente mixto donde los materiales trabajan racionalmente con sus propiedades mecánicas y de esta manera se reduce el peso propio de la estructura, aumentando así las propiedades mecánicas de la sección total. La relación canto/luz oscilan en torno al $1/20$ pudiéndose realizar secciones más esbeltas.

5.1.3.1. Viga en cajón

Este tipo de viga presenta ventajas respecto a las anteriores, ya que tiene una gran cabeza superior e inferior, lo que hace soportar grandes momentos flectores, además su condición de sección cerrada aumenta el módulo de torsión y alabeo, y su rigidez transversal permite reducir el espesor de las paredes que lo conforman.

Estas propiedades permiten sacar el máximo rendimiento a la distribución del material, obteniéndose tableros muy ligeros y resistentes, lo que la convierten en un tablero ideal para puentes de gran luz.

En general, las relaciones canto/luz son de $1/20$ en apoyos y $1/50$ en centro de vano.

5.2. Selección de esquemas resistentes, secciones transversales y tablero

Según lo expuesto anteriormente, serán apropiados tres esquemas resistentes: el puente arco, el puente atirantado y el puente viga. Puesto que hay diversidad de soluciones dentro de cada esquema resistente, se han propuesto una solución para cada esquema resistente:

- Puente doble arco – atirantado de tablero inferior mixto.
- Puente atirantado de tablero mixto.
- Puente viga de tablero de hormigón pretensado.

A continuación se desarrolla de manera más concreta cada una de las alternativas, las cuales cumplen con los condicionantes mencionados anteriormente.

5.2.1. Puente doble arco atirantado de tablero inferior mixto

La primera solución que se plantea es la ejecución de un puente, con un único vano de 78.5 metros, cuyo sistema primario son dos arcos de acero por encima del tablero, uno en el borde y otro que separa la calzada del carril bici.

El tablero correspondiente a esta solución es un tablero mixto formado por dos cajones metálicos, que conforman las vigas longitudinales principales. Estos cajones tienen directriz recta en planta y se encuentran separados uno del otro 9.5 metros, desde sus ejes. El entramado se completa mediante vigas de piso con sección en T, separadas entre sí 3.9 metros, situadas entre los cajones, y cuchillos en voladizo, colocados con la misma separación que las vigas transversales. La longitud de los cuchillos es de 2.625 metros.

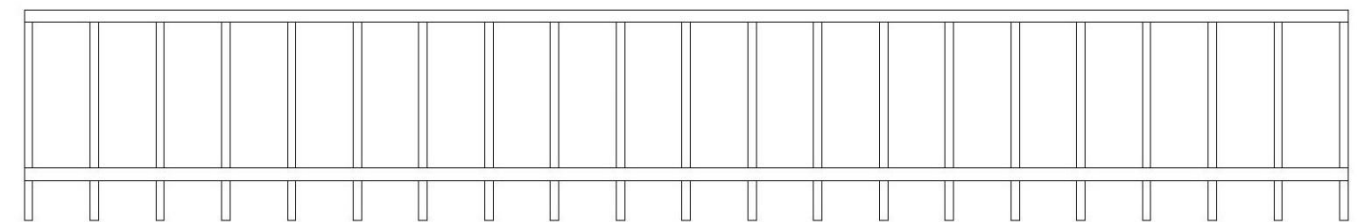


Figura 5 – Entramado del puente doble arco atirantado de tablero inferior

Finalmente, el tablero se completa mediante una losa colaborante de hormigón armado, de 20 centímetros de espesor, situado sobre una chapa grecada atornillada a las vigas de acero.

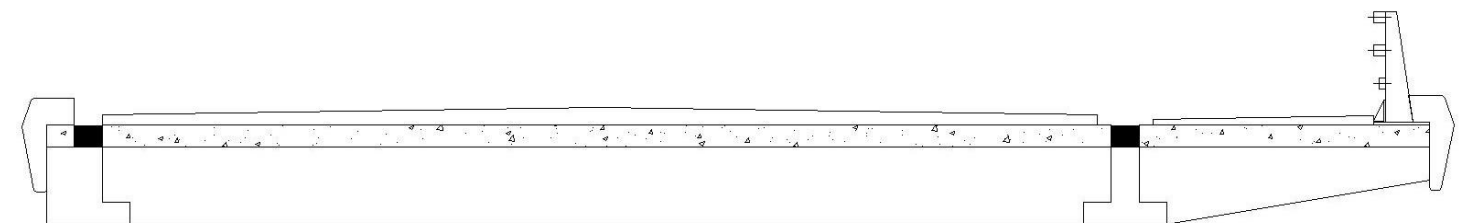


Figura 6 – Sección transversal del tablero del puente doble arco atirantado de tablero inferior

Los arcos, en cada uno de sus extremos, arrancan desde un macizo de hormigón de sección rectangular. La sección de cada arco es una sección cuadrada, de 50 centímetros de canto, unidos en el centro de vano del tablero para evitar el pandeo lateral. Los tirantes están formados por acero, con un diámetro de 10 centímetros.

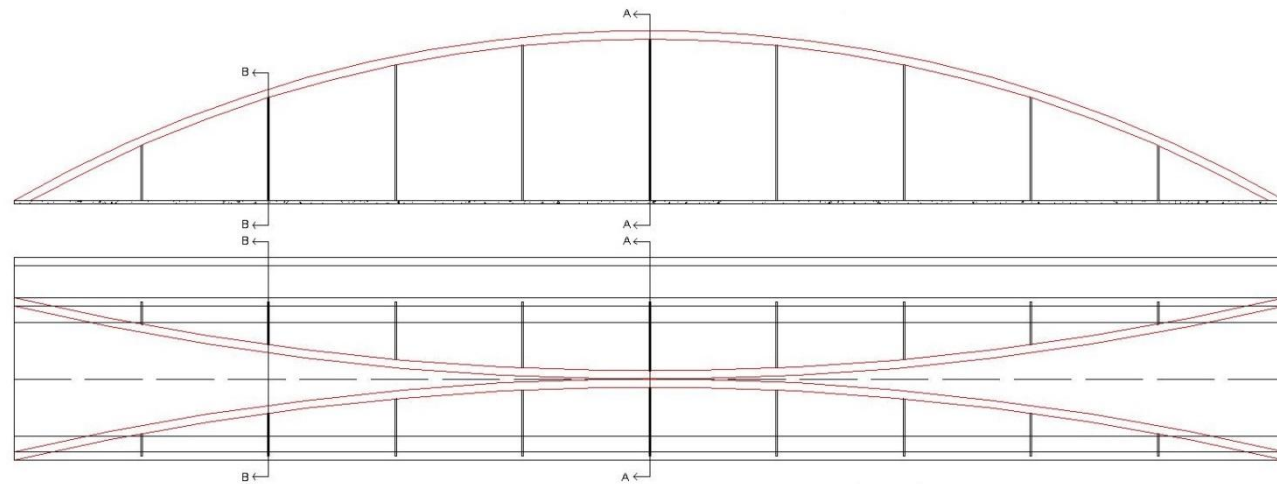


Figura 7 – Planta y alzado del puente doble arco atirantado de tablero inferior

5.2.2. Puente atirantado de tablero mixto

La segunda solución que se plantea es la ejecución de un puente, de dos vanos, un vano principal de 54.5 metros y un vano secundario de 24 metros, cuyo sistema primario son los tirantes por encima del tablero, los cuales dividen la calzada.

El tablero correspondiente a esta solución es un tablero mixto, formado por un único cajón metálico, el cual conforma la viga longitudinal principal. Este cajón tiene directriz recta en planta y se sitúa a 7.75 metros de un borde y a 5.25 metros del otro borde del tablero, medidas desde el eje de la viga longitudinal. El entramado se completa mediante vigas de cuchillo a ambas partes del cajón, colocadas en voladizo. Las medidas de estas vigas de cuchillo son diferentes a ambos lados de la viga longitudinal. A un lado, la viga de cuchillo es de 7.5 metros, mientras que al otro lado, la viga es de 5 metros. Estas vigas están separadas a una distancia de 3.5 metros.

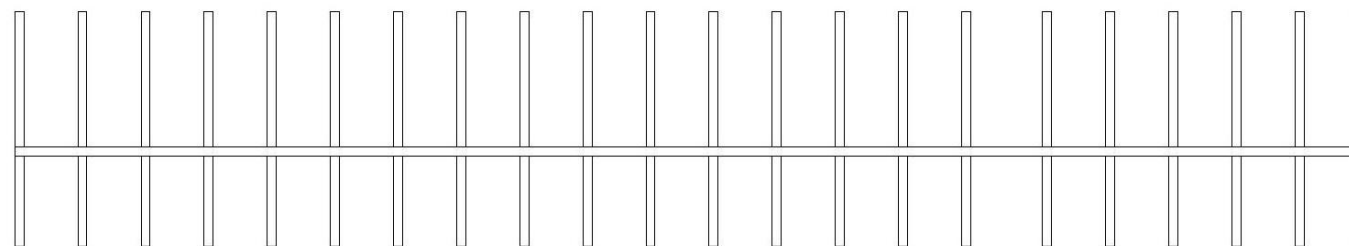


Figura 8 – Entramado del puente atirantado

El tablero correspondiente a esta solución consiste en un tablero mixto formado por una losa de hormigón ejecutada sobre una chapa colaborante que apoya en el esqueleto metálico compuesto por una viga longitudinal principal un conjunto de vigas de cuchillo en voladizo.

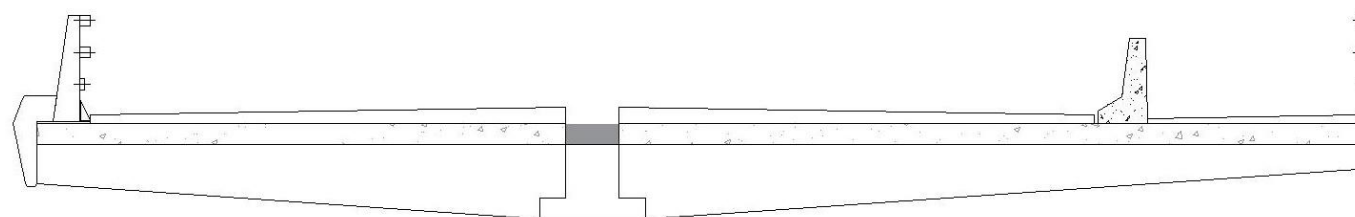


Figura 9 – Sección transversal del tablero del puente atirantado

Tal y como se puede observar en la siguiente figura, se plantea un sistema de tirantes pretensados en arpa compuesta por un solo plano de tirantes inclinados, anclados a un punto fijo de la torre. Se corresponde un total de 8 tirantes en el vano principal y 3 tirantes en el vano secundario. Los tirantes están formados de acero y con un diámetro de 10 centímetros.

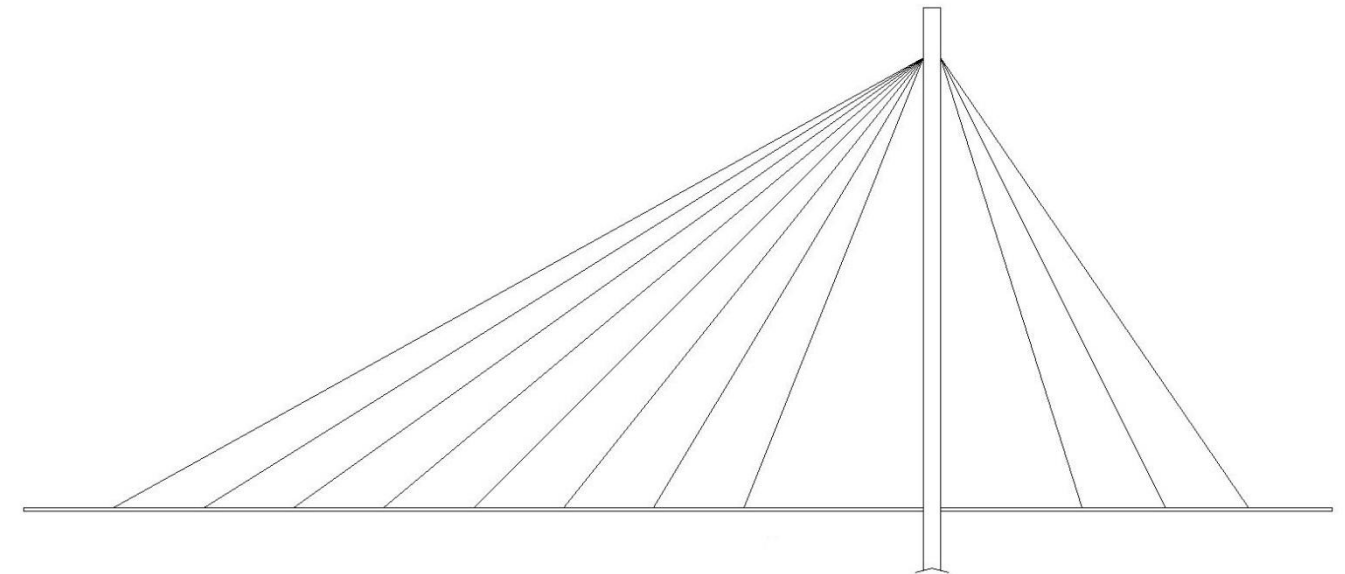


Figura 10 – Planta puente atirantado

Finalmente, la torre propuesta para esta solución atirantada consiste en una torre metálica de 30 metros de altura y un canto de 1 metro, con una estética que podemos observar en la siguiente figura.

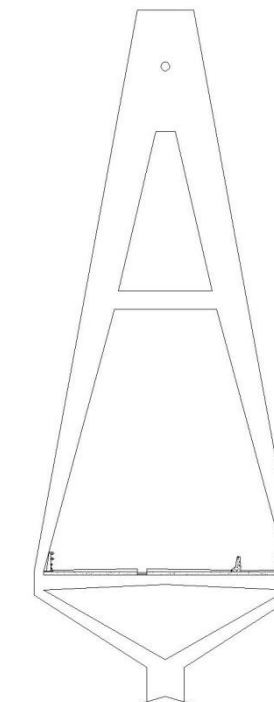


Figura 11 – Sección de la torre del puente atirantado

5.2.3. Puente viga de tablero de hormigón pretensado

La tercera solución que se plantea es la ejecución de un puente de tres vanos, un vano central de 30.5 metros y dos vanos contiguos de 24 metros cada uno, tal y como nos marca el condicionante del trazado, mencionado anteriormente. Dicha alternativa consiste en un puente viga en cajón, quedando dichas vigas por debajo del tablero del puente.

Por tanto, el tablero está formado por dos vigas cerradas longitudinales de hormigón pretensado que salvan los tres vanos mencionados anteriormente. Estas dos vigas están separadas a una distancia de 6.25 metros y tienen un canto de 2.17 metros y un ancho de 3.525 metros.

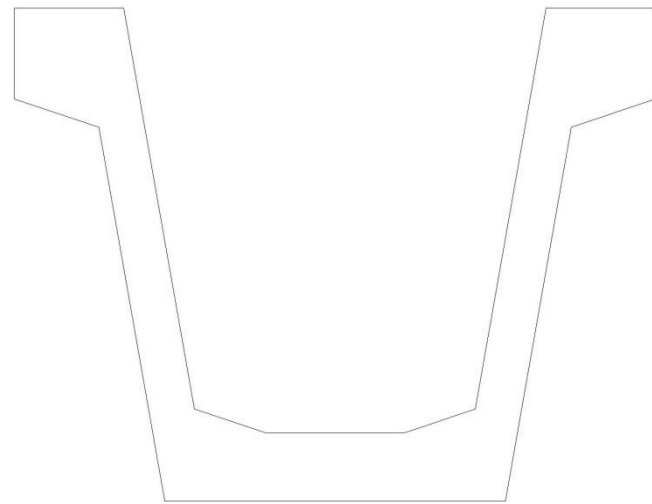


Figura 12 – Viga longitudinal de puente viga

El tablero se completa mediante una losa de hormigón de 30 centímetros, la cual apoya sobre las vigas longitudinales.

Para el pretensado de las vigas longitudinales se ha utilizado tendones de acero activo de alto límite elástico, con un límite elástico de 1700 MPa.

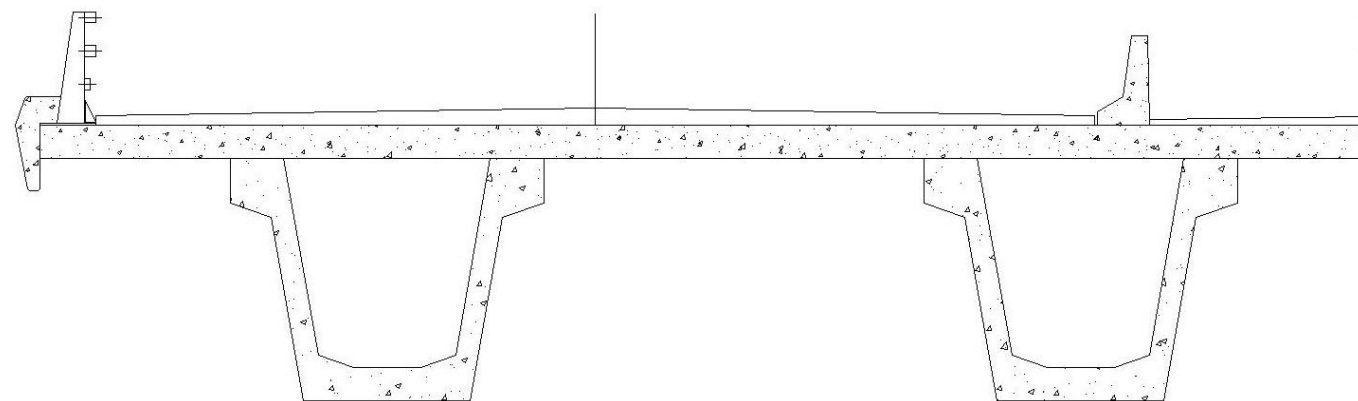


Figura 13 – Sección transversal del tablero del puente viga

6. ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA

Una vez mostradas todas las alternativas, se dispone a realizar un análisis multicriterio AHP (Proceso de Análisis Jerárquico). Este método, es un método matemático para evaluar alternativas

cuando se tienen en consideración varios criterios y está basado en el principio de la experiencia, y el conocimiento de los actores son tan importantes como los datos utilizados en el proceso.

En primer lugar se realiza la matriz de preferencias de cada alternativa para cada criterio, en la que a través de unos valores numéricos, se realiza una escala de comparación entre las diferentes alternativas.

Escala	Definición	Explicación
1	Igualmente preferida	Los criterios contribuyen de forma igual al objetivo
3	Moderadamente preferida	La experiencia y el juicio favorecen levemente un criterio frente a otro
6	Fuertemente preferida	La experiencia y juicio favorecen fuertemente un criterio frente al otro
9	Extremadamente preferida	La evidencia favorece en la más alta medida en un factor frente a otro
2, 4, 5, 7, 8	Valores intermedios	Valores medios interpolados

Tabla 1 – Escala de comparación de Saaty

Seguidamente se realiza la matriz normalizada. La elaboración de esta matriz se lleva a cabo mediante la suma por columnas de la matriz, y el valor de la casilla correspondiente de la misma, dividirla entre el valor del sumatorio comentado anteriormente. Debe realizarse este cálculo para todas las alternativas con los diferentes criterios.

Finalmente se realiza la ponderación por filas de cada matriz de todos los criterios.

El mismo procedimiento se lleva a cabo realizando la comparación entre los diferentes criterios (adopción de diferentes pesos) llegando a una matriz ponderada de los resultados obtenidos en la matriz normalizada.

A continuación, teniendo en cuenta la puntuación de cada alternativa en cada uno de los aspectos evaluados, se multiplicará cada una de esas puntuaciones por el peso relativo de cada criterio resultando el valor numérico combinado de todos los criterios. El valor numérico superior será la opción óptima, y por tanto la solución a adoptar.

CRITERIO	DESCRIPCIÓN
Economía	Indica lo económica o cara que puede resultar la obra
Estética	Indica lo apetecible estéticamente que puede resultar la obra
Conservación y mantenimiento	Indica la facilidad de mantenimiento y conservación de los elementos constituyentes
Proceso constructivo	Indica lo invasivo o no que puede resultar el proceso de construcción y la interferencia que puede causar en el normal funcionamiento de las vías aledañas
Transporte de materiales	Indica la proximidad o no de las fuentes de materiales o elementos

Tabla 2 – Descripción de los criterios tomados para el análisis multicriterio

ALTERNATIVA	DESCRIPCION
1	Doble arco atirantado
2	Atirantado
3	Vigas

Tabla 3 – Alternativas consideradas

MATRIZ DE PREFERENCIAS – CRITERIOS

CRITERIOS	Economía	Estética	Conservación y mantenimiento	Proceso constructivo	Transporte de materiales
Economía	1	6	3	2	2
Estética	1/6	1	3	1/2	1/2
Conservación y mantenimiento	1/3	1/3	1	1/3	1/2
Proceso constructivo	1/2	2	3	1	3
Transporte de materiales	1/2	2	2	1/3	1

Tabla 4 – Peso de los criterios de la matriz de preferencias

MATRIZ NORMALIZADA - CRITERIOS

CRITERIOS	Economía	Estética	Conservación y mantenimiento	Proceso constructivo	Transporte de materiales
Economía	0.4	0.5294	0.25	0.48	0.2857
Estética	0.6667	0.0882	0.25	0.12	0.0714
Conservación y mantenimiento	0.1333	0.0294	0.0833	0.08	0.0714
Proceso constructivo	0.2	0.1765	0.25	0.24	0.4286
Transporte de materiales	0.2	0.1765	0.1667	0.08	0.1429

Tabla 5 – Matriz de criterios normalizada

MATRIZ DE PREFERENCIAS - ALTERNATIVAS

CRITERIO 1. ECONOMÍA	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Alt. 1	1	0.3333	0.1667
Alt. 2	3	1	0.1111
Alt. 3	6	9	1

CRITERIO 2. ESTÉTICA	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Alt. 1	1	3	6
Alt. 2	0.3333	1	4
Alt. 3	0.1667	0.25	1

CRITERIO 3. CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Alt. 1	1	0.5	0.125
Alt. 2	2	1	0.1667
Alt. 3	8	6	1

CRITERIO 4. PROCESO CONSTRUCTIVO	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Alt. 1	1	0.2	0.1111
Alt. 2	5	1	0.1111
Alt. 3	9	9	1

CRITERIO 5. TRANSPORTE DE MATERIALES	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Alt. 1	1	1	0.1667
Alt. 2	1	1	0.1667
Alt. 3	6	6	1

Tabla 6 – Matrices de preferencia entre alternativas

MATRIZ NORMALIZADA - ALTERNATIVAS

CRITERIO 1. ECONOMÍA	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Alt. 1	0.1	0.0323	0.1304
Alt. 2	0.3	0.0968	0.087
Alt. 3	0.6	0.871	0.7826

CRITERIO 2. ESTÉTICA	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
Alt. 1	0.6667	0.7059	0.5455
Alt. 2	0.2222	0.2353	0.3636
Alt. 3	0.1111	0.0588	0.0909

CRITERIO 3. CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3
--	--------	--------	--------

Alt. 1	0.0909	0.0667	0.0968	0.0848
Alt. 2	0.1818	0.1333	0.129	0.1481
Alt. 3	0.7273	0.8	0.7742	0.7672

CRITERIO 4. PROCESO CONSTRUCTIVO	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	
Alt. 1	0.0667	0.0196	0.0909	0.0591
Alt. 2	0.3333	0.098	0.0909	0.1741
Alt. 3	0.6	0.8824	0.8182	0.7668

CRITERIO 5. TRANSPORTE DE MATERIALES	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	
Alt. 1	0.125	0.125	0.125	0.125
Alt. 2	0.125	0.125	0.125	0.125
Alt. 3	0.75	0.75	0.75	0.75

Tabla 7 – Matrices de preferencia normalizadas entre alternativas

RESULTADO	
Alternativa 1	0.15
Alternativa 2	0.17
Alternativa 3	0.68

Tabla 8 – Resultado del análisis multicriterio

En conclusión, y en base a los resultados obtenidos del análisis multicriterio, se puede decir que la solución óptima para la resolución del problema es la Alternativa 3, es decir, la solución de un Puente Viga en Cajón de Tablero de Hormigón Pretensado. Como se puede observar en las tablas, se le ha dotado de mayor peso al criterio económico, ya que el tablero es la parte más costosa de estructura a proyectar, y objeto de este Trabajo Fin de Grado (TFG).

Anejo 2: Diseño de equipamientos

1. INTRODUCCIÓN	3
2. PAVIMENTO	3
3. EVACUACION DE AGUAS	3
3.1. Definición general del modelo	3
3.2. Cálculo del número de sumideros	3
3.2.1. Caudal de referencia	3
3.2.2. Diseño del drenaje.....	6
3.2.3. Comprobación de los elementos lineales.....	6
4. SEÑALIZACION	7
5. IMPOSTAS	7
6. BARRERAS DE SEGURIDAD	8
6.1. Selección del nivel de contención de los pretilas	8
7. BARRERA NEW JERSEY	9
8. CARRIL BICI	9
9. JUNTAS DE DILATACION	9

1. INTRODUCCIÓN

El objeto del presente anejo es el diseño de los equipamientos que habrá que situar a lo largo de la obra. Es necesario considerarlos al principio del proceso de cálculo, puesto que un diseño inadecuado puede comprometer el correcto funcionamiento de la obra, e incluso causar su puesta fuera de servicio provisional (ELS), y ello independientemente del sofisticado cálculo que se haya realizado para comprobar la seguridad estructural.

Los equipamientos deben garantizar comodidad y seguridad de los usuarios y han de ser duraderos para proporcionar un coste de mantenimiento moderado de la obra.

A continuación se presentan los equipamientos que se situarán a lo largo de la obra.

2. PAVIMENTO

Para la elección del pavimento se seguirán las recomendaciones escritas en la Norma 6.1-IC, sobre secciones de firme y la monografía "Impermeabilización de tableros de puente" CEDEX MOPU. Además se debe cumplir la restricción impuesta por la IAP-11, que restringe a un máximo de 100 mm el espesor del pavimento.

Según la norma 6.1-IC, el tráfico previsto para el camino es de categoría T41.

La capa de impermeabilización debe cumplir los siguientes requisitos:

- Impermeabilizar.
- Tener propiedades mecánicas adecuadas.
- Resistencia a la rotura en las fisuraciones del tablero.
- Durabilidad.
- Compatibilidad con otros materiales.

Para asegurar una correcta adherencia entre el hormigón del tablero y la membrana impermeable, se deberá aplicar un imprimador de manera uniforme en toda la superficie del tablero, de forma que el espesor de la película no sea superior a 0.5mm.

La capa inmediatamente superior será la membrana impermeabilizante. Estas constituyen el componente fundamental del sistema de impermeabilización. En el caso de la obra a proyectar, se empleará una membrana a base de resina.

La capa de rodadura, en España, suele tener unos valores comprendidos entre 5 y 7 cm. En este caso, se empleará un espesor de 6 cm de tipo S-20.

Por tanto, las capas a disponer son:

- Imprimador: 0.5 mm.
- Capa de impermeabilización: 1 cm.
- Capa de rodadura: mezcla bituminosa en caliente tipo S-20 de 6 cm de espesor.

3. EVACUACION DE AGUAS

El objeto de la evacuación de aguas es el dimensionamiento de los elementos necesarios para el drenaje superficial de la obra a proyectar. Con ello se consigue el objetivo de seguridad vial para los vehículos que circulan por la calzada, así como de las personas que recorren el carril bici.

3.1. Definición general del modelo

Para abordar el problema del dimensionamiento de los elementos de drenaje superficial, se ha dividido el tablero en 3 zonas, las cuales se debe dimensionar los elementos de drenaje para cada zona. Las zonas en las que se divide el tablero se pueden observar en la figura 1.

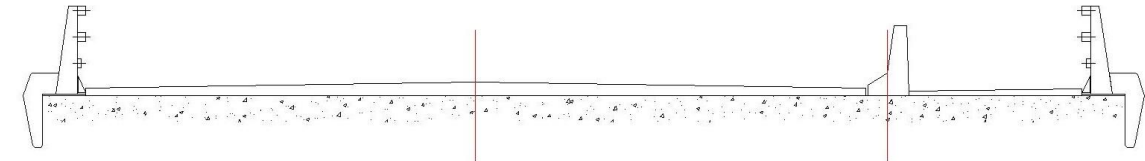


Figura 1 – División del tablero

Como se puede observar, el tablero queda dividido en los dos carriles y otra tercera parte para el carril bici, con lo que se han de dimensionar los elementos de drenaje superficial para cada zona. La ubicación de tales elementos en los carriles será en los arcones laterales, mientras que la ubicación de dichos elementos en el carril bici será en el lateral donde se coloca la Barrera New Jersey.

Debido a que por debajo de la estructura a proyectar discurre la Autovía CV-35, se anula la opción de desaguar directamente el agua a la zona inferior. La pendiente longitudinal del tablero es del 2 %, pero se requieren de canalizaciones para transportar el agua drenada transversalmente hacia lugares de desagüe. La pendiente transversal es de 1.5 %, para poder drenar el agua que se queda en la calzada.

3.2. Cálculo del número de sumideros

A continuación se detalla el cálculo realizado para obtener el número de sumideros necesarios en cada zona del tablero.

3.2.1. Caudal de referencia

En primer lugar, se debe determinar la precipitación total diaria P_d , correspondiente a Liria, con un periodo de retorno de 25 años. Siguiendo la metodología propuesta en la publicación "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular", para Liria se obtiene sucesivamente:

- Coeficiente de variación, C_v

$$C_v \cong 0.52$$

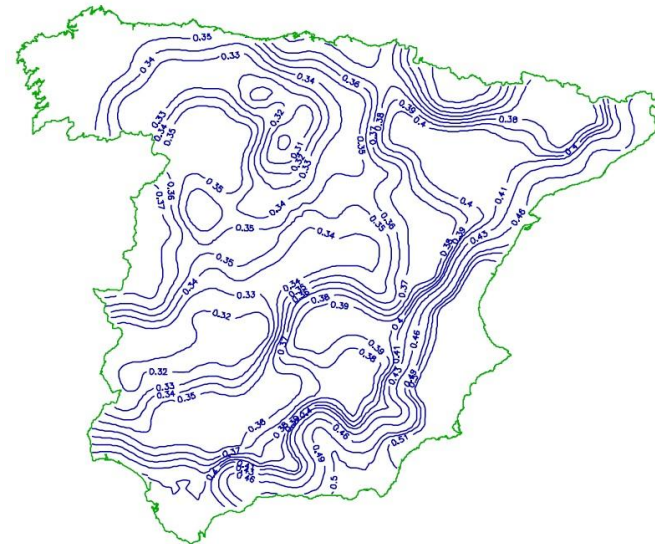


Figura 1 – Isótopos de valor regional del Coeficiente de Variación C_v

- Factor de ampliación, Y_t

$$Y_t = 2.098$$

C_v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Figura 2 – Tabla para Factor de Amplificación Y_t

- Valor medio de la máxima precipitación diaria anual, P

$$P = 76 \text{ mm/día}$$

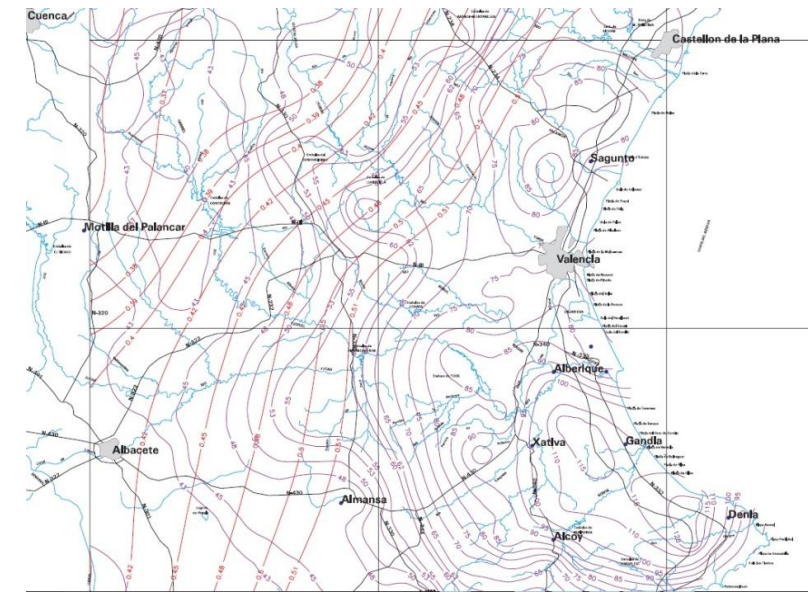


Figura 3 – Valor medio de la máxima precipitación diaria anual

- Precipitación total diaria, P_d

$$P_d = Y_t * P \rightarrow P_d = 159.45 \text{ mm/día}$$

- Tiempo de concentración, T

$$T = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{1/4}}\right)^{0.76} \geq 0.0833 \text{ h}$$

L Longitud del tramo a calcular. (Km)

J Pendiente del tramo analizado. (m/m)

Se pueden dar dos situaciones, una para el recorrido longitudinal y otra para el recorrido transversal. Así mismo, para el recorrido transversal se pueden dar tres situaciones diferentes, tantas como zonas en las que se ha dividido el tablero.

- Recorrido longitudinal

$$L = 39.25 \text{ m} \rightarrow L = 0.03925 \text{ km}$$

$$J_x = 2 \% \rightarrow J_x = 0.02 \text{ m/m}$$

$$T = 0.3 * \left(\frac{0.03925}{0.02^{1/4}}\right)^{0.76} = 0.05386 \text{ h}$$

- Recorrido transversal

- Carril izquierdo

$$L = 3.5 \text{ m} \rightarrow L = 0.0035 \text{ km}$$

$$J_y = 1.5 \% \rightarrow J_y = 0.015 \text{ m/m}$$

$$T = 0.3 * \left(\frac{0.0035}{0.015^{1/4}}\right)^{0.76} = 0.00906 \text{ h}$$

- Carril derecho

$$L = 3.5 \text{ m} \rightarrow L = 0.0035 \text{ km}$$

$$J_y = 1.5 \% \rightarrow J_y = 0.015 \text{ m/m}$$

$$T = 0.3 * \left(\frac{0.0035}{0.015^{1/4}} \right)^{0.76} = 0.00906 \text{ h}$$

- o Carril bici

$$L = 2 \text{ m} \rightarrow L = 0.002 \text{ km}$$

$$J_y = 1.5 \% \rightarrow J_y = 0.015 \text{ m/m}$$

$$T = 0.3 * \left(\frac{0.002}{0.015^{1/4}} \right)^{0.76} = 0.00592 \text{ h}$$

- Intensidad media de precipitación, I_T

$$I_T = I_D * \left(\frac{I_1}{I_D} \right)^{\frac{28^{0.1} - T^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

I_D Intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al periodo de retorno considerado. Es igual a $P_d / 24$. (mm/h)

T Tiempo de concentración. (mm/h)

I_1 Intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno. El valor de la razón I_1/I_D se puede tomar directamente de la Figura 4. (mm/h)

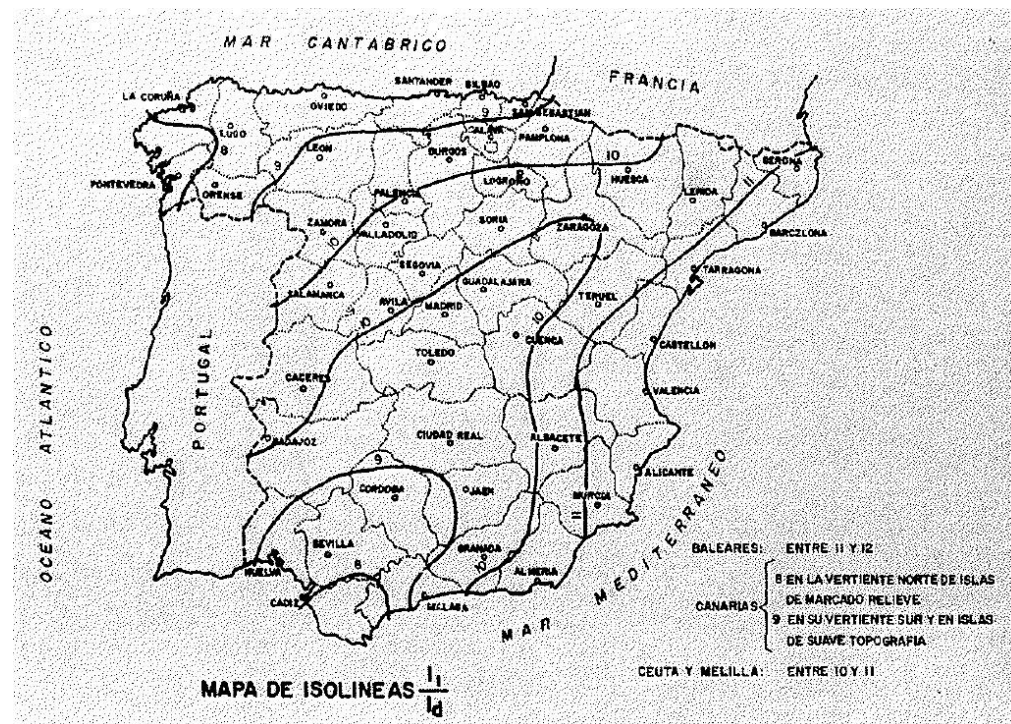


Figura 4 – Razón entre I_1/I_D

De esta manera, se puede tomar como $I_1/I_D = 11.5$ y como $P_d = 6.664$ mm/h. Respecto al Tiempo de Concentración, como no se alcanza el mínimo exigido, se toma un valor igual al mínimo, siendo este un valor igual a 0.0833 h.

De esta manera tenemos

$$I_T = 6.664 * 11.5^{\frac{28^{0.1} - 0.0833^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \rightarrow I_T = 297.414 \text{ mm/h}$$

Esta intensidad media calculada sirve para todos los tramos por lo que recorrerá el agua.

- Coeficiente de escorrentía, C

$$C = \frac{\left(\frac{P_d}{P_o} - 1 \right) + \left(\frac{P_d}{P_o} + 23 \right)}{\left(\frac{P_d}{P_o} + 11 \right)^2}$$

P_d Precipitación total diaria. (mm/día)

P_o Umbral de escorrentía. Como es pavimento urbano, se estima un valor para P_o de 1 mm. (mm)

$$C = \frac{\left(\frac{159.45}{1} - 1 \right) + \left(\frac{159.45}{1} + 23 \right)}{\left(\frac{159.45}{1} + 11 \right)^2} \rightarrow C = 0.995$$

- Área de la superficie drenada, A . Se computará la mitad de la longitud del tablero. Como se tienen 3 zonas diferenciadas, se obtienen 3 áreas diferentes.

$$A_1 = 39.25 * 4.5 = 176.625 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 39.25 * 4.5 = 176.625 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 39.25 * 2 = 78 \text{ m}^2$$

- Caudal de referencia, Q

$$Q = \frac{C * A * I_T}{K}$$

Las unidades de dicha fórmula dependen la constante K , donde en la Figura 5 se puede observar el valor de esta constante para cada unidad.

Q en	A en		
	Km ²	Ha	m ²
m ³ /s	3	300	3.000.000
l/s	0,003	0,3	3.000

Figura 5 – Valores de la constante K dependiendo de las unidades

De esta manera, se obtienen tres caudales de referencia, uno por cada zona de división del tablero.

$$Q_1 = \frac{0.995 * 176.625 * 297.414}{3000} \rightarrow Q_1 = 17.423 \text{ l/s}$$

$$Q_2 = \frac{0.995 * 176.625 * 297.414}{3000} \rightarrow Q_2 = 17.423 \text{ l/s}$$

$$Q_3 = \frac{0.995 * 78 * 297.414}{3000} \rightarrow Q_3 = 7.226 \text{ l/s}$$

3.2.2. Diseño del drenaje

Se adoptará como $J_x = 2 \%$ (la mitad de la pendiente total) y se supone como $H_o = 2 \text{ cm}$. También se supone que la lámina de agua alcanza su anchura máxima admisible $b^* = 30 \text{ cm}$, determinando el correspondiente calado $H = H_o + \Delta H$.

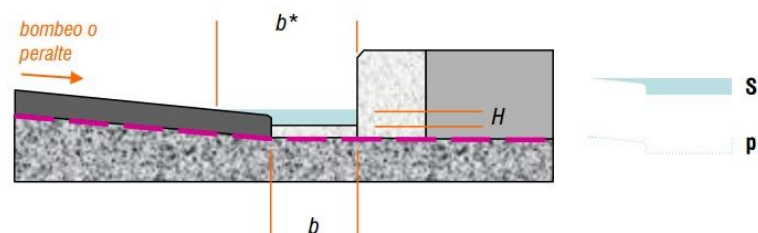


Figura 6 – Parámetros para el diseño del drenaje

- H Altura total de la lámina de agua. (mm)
- s Superficie mojada por el agua. (m²)
- p Perímetro de la superficie mojada. (m)

A continuación se procede a calcular la altura total de la lámina de agua.

$$b^* = \Delta b + b = \frac{\Delta h}{J_y} + b, \text{ luego } \Delta h = J_y * (b^* - b) = 0.015 * (30 - 25) \rightarrow \Delta h = 0.075 \text{ cm}$$

Se tiene que $H = 2.075 \text{ cm}$. Se procede a realizar el cálculo de s y p.

$$s = b * (H_o + \Delta h) + \frac{\Delta h^2}{2 * J_y} = 25 * (2 + 0.075) + \frac{0.075^2}{2 * 0.015} \rightarrow s = 0.005206 \text{ m}^2$$

$$p = b + 2 * H_o + \Delta b * [J_y + (1 + J_y^2)^{1/2}] = 25 + 2 * 2 + 5 * [0.015 + (1 + 0.015^2)^{1/2}] \rightarrow p = 0.34076 \text{ m}$$

Por tanto, el caudal a desaguar por cada sumidero será:

$$q = K * J_x^{1/2} * s * \left(\frac{s}{p}\right)^{2/3} * 10^3$$

- K Coeficiente de rugosidad a utilizar en la fórmula de Manning – Strickler. Se obtiene directamente de la Figura 7. (m^{1/3}/s)

$$q = 65 * 0.02^{1/2} * 0.005206 * \left(\frac{0.005206}{0.34076}\right)^{2/3} * 10^3 \rightarrow q = 2.946 \text{ l/s}$$

En tierra desnuda: Superficie uniforme	40-50
Superficie irregular	30-50
En tierra: Con ligera vegetación	25-30
Con vegetación espesa	20-25
En roca: Superficie uniforme	30-35
Superficie irregular	20-30
Fondo de grava: Cajeros de hormigón	50-60
Cajeros enchachados	30-45
Encachado	35-50
Revestimiento bituminoso	65-75
Hormigón proyectado	45-60
Tubo corrugado: Sin pavimentar	30-40
Pavimentado	35-50
Tubo de fibrocemento: Sin juntas	100
Con juntas	85
Tubo de hormigón	60-75

Figura 7 – Coeficiente de rugosidad

El número de sumideros resultantes por el criterio seguido es por lo tanto $n = Q/q$. Como en casos anteriores, se deben calcular 3 diferentes números de sumideros, para cada zona de división del tablero.

$$\rightarrow n_1 = 17.423/2.946 = 5.9 \rightarrow n_1 = 6 \text{ sumideros}$$

$$\rightarrow n_2 = 17.423/2.946 = 5.9 \rightarrow n_2 = 6 \text{ sumideros}$$

$$\rightarrow n_3 = 7.226/2.946 = 2.5 \rightarrow n_3 = 3 \text{ sumideros}$$

Esto es lo mismo que decir:

- Un sumidero cada 6.5 metros aproximadamente en el carril izquierdo.
- Un sumidero cada 6.5 metros aproximadamente en el carril derecho.
- Un sumidero cada 13 metros aproximadamente en el carril bici.

3.2.3. Comprobación de los elementos lineales

Con esta disposición, la velocidad del agua del caz, será:

$$v = q/s = 0.002946/0.005206 \rightarrow v = 0.566 \text{ m/s}$$

La comprobación del sumidero, disponiendo de barras en el sentido de la corriente, exige que cumpla:

$$L_1 \geq 9 * (H + D)^{1/2} * v$$

- H Altura total de la lámina de agua. (cm)
- D Canto de una barra de la rejilla. (cm)

Se propone un modelo de rejilla, la cual se puede observar en la Figura 8.

$$L_1 = 12.5 \text{ cm} \geq 9 * (2.075 + 2.2)^{1/2} * 0.566 = 12.24 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

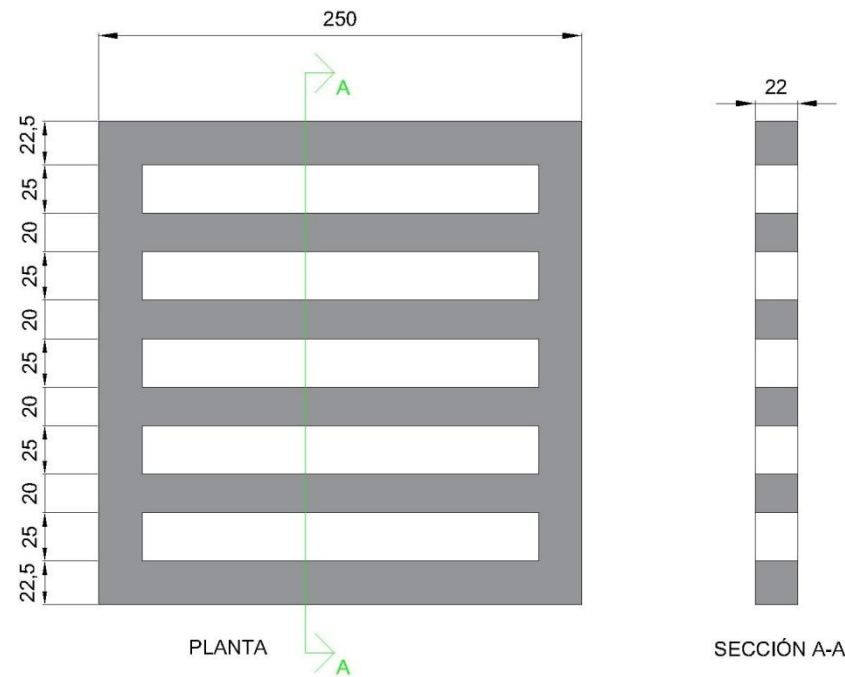


Figura 8 – Rejilla de desagüe

Finalmente, se debe evaluar la capacidad de desagüe del sumidero seleccionado con la fórmula de vertedero ($H < 12 \text{ cm}$).

$$Q_1 = \frac{P * H^{3/2}}{60} \geq q$$

P Perímetro de la rejilla. (cm)

Q_1 Caudal de desagüe del sumidero. (l/s)

$$Q_1 = \frac{4 * 25 * 2.075^{3/2}}{50} \rightarrow Q_1 = 4.982 \text{ l/s} \geq q = 2.946 \text{ l/s}$$

A continuación se debe comprobar la capacidad de desagüe del conjunto seleccionado:

$$n * Q_1 > 2 * Q$$

n Número de sumideros en cada zona dividida del tablero.

Q Caudal de referencia (calculado en el apartado 3.1.). (l/s)

$$\rightarrow \text{Carril izquierdo: } n_1 * Q_1 = 6 * 4.982 = 29.892 \text{ l/s} < 34.846 = 2 * Q$$

$$\rightarrow \text{Carril derecho: } n_2 * Q_1 = 6 * 4.982 = 29.892 \text{ l/s} < 34.846 = 2 * Q$$

$$\rightarrow \text{Carril bici: } n_3 * Q_1 = 3 * 4.982 = 14.946 \text{ l/s} > 14.452 = 2 * Q$$

De los resultados obtenidos se puede observar que los sumideros colocados en la calzada (tanto carril izquierdo como carril derecho) no cumplen la condición impuesta, así que se debe aumentar el número de sumideros en cada zona que no cumpla dicha condición.

De esta forma, la nueva propuesta de colocación de sumideros queda de la siguiente forma:

$$\rightarrow n_1 = 8 \text{ sumideros} \rightarrow n_1 * Q_1 = 8 * 4.892 = 39.136 > 34.846 = 2 * Q$$

$$\rightarrow n_2 = 8 \text{ sumideros} \rightarrow n_2 * Q_1 = 8 * 4.892 = 39.136 > 34.846 = 2 * Q$$

Como se ha podido observar, se han cambiado el número de sumideros en la calzada, ya que los sumideros colocados en el carril bici cumplían con la condición impuesta.

Finalmente, se puede proponer un número de sumideros para cada zona del tablero.

→ Un sumidero cada 5 metros aproximadamente en el carril izquierdo.

→ Un sumidero cada 5 metros aproximadamente en el carril derecho.

→ Un sumidero cada 13 metros aproximadamente en el carril bici.

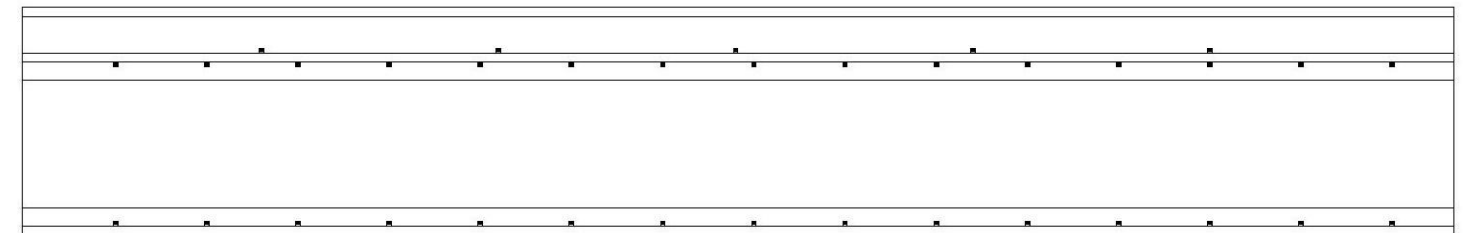


Figura 9 – Disposición de las rejillas para el drenaje del tablero

4. SEÑALIZACION

La señalización persigue tres objetivos:

- Aumentar la seguridad de la circulación.
- Aumentar la eficacia de la circulación.
- Aumentar la comodidad de la circulación.

Las marcas viales tienen la misión de informar y orientar al usuario de la carretera.

La normativa a emplear es la norma 8.2-IC de "Marcas Viales".

Se dispondrán:

- **M-2.2):** para la separación de carriles, evitando los adelantamientos, en calzadas de 2 carriles y doble sentido de circulación. Tiene 10 cm de anchura.
- **M-2.6):** en los bordes de la calzada, con un ancho de 15 cm.

5. IMPOSTAS

Se ha optado por un diseño sencillo, acorde con la geometría conjunta del paso superior, y que proporciona continuidad a la vista general de la estructura. La geometría detallada se puede ver en el Plano N° 8 "Equipamientos".

Se encargan módulos prefabricados de 2.5 metros, y dichos módulos se unirán entre sí mediante anclajes dispuestos a priori.

Su colocación también se realizará por módulos. De cada módulo saldrán las esperas de las armaduras que quedarán embebidas en el hormigonado posterior.

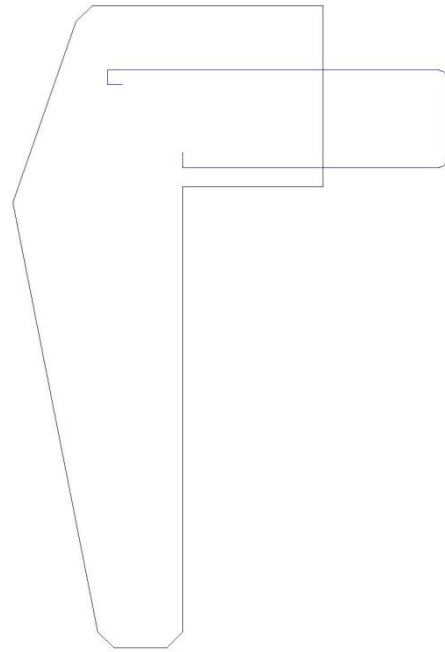


Figura 10 – Sección transversal de la imposta con su armadura de espera

6. BARRERAS DE SEGURIDAD

Las características exigidas a las barreras y los criterios para la colocación de las mismas se refieren al aspecto de seguridad vial.

La finalidad de la barrera de seguridad es proporcionar un cierto nivel de contención de un vehículo fuera de control, de manera que se limiten los daños y lesiones tanto de sus ocupantes como para el resto de los usuarios de la carretera, y otras personas u objetos situadas en las proximidades.

La instalación de barreras de seguridad se justifica por la existencia a lo largo del trazado de una serie de puntos con un grave peligro para los usuarios.

La importancia de la vía inferior, que recoge un importante flujo de tráfico, hace necesaria la adopción de una serie de medidas para mejorar la seguridad vial y atenuar las consecuencias de un accidente por salida de calzada.

Se han seguido las “Recomendaciones sobre sistemas de contención de vehículos”, a excepción de lo relativo a pretilas metálicas y barreras metálicas que queda derogado y sustituido por las Órdenes Circulares 23/2008 y 28/2009.

6.1. Selección del nivel de contención de los pretilas

Siguiendo las indicaciones de la orden circular 08, se considerará accidente grave cuando siendo la velocidad de proyecto superior a 60 km/h, se puedan producir caídas desde estructuras.

CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO	I.M.D. DE VEHÍCULOS PESADOS POR SENTIDO DE CIRCULACIÓN	TIPO DE ACCIDENTE	CLASE DE CONTENCIÓN	NIVEL DE CONTENCIÓN
	IMDp ≥ 2000	Muy grave.	Muy alta contención (P).	H4
	IMDp < 2000			H3
	IMD ≥ 10000	Grave.	Alta contención (M).	H3
v _p ≥ 60 km/h	IMDp ≥ 2000			H3
	400 ≤ IMDp < 2000			H2
	IMDp < 400			H1
v _p ≥ 80 km/h	IMDp ≥ 2000			H3
	IMDp < 2000			H2
Falta algún requisito para accidente grave.	IMDp ≥ 400	Normal.	Contención normal (L).	H1
	IMDp < 400			N2
v _p ≥ 80 km/h	IMDp ≥ 400			H1
	IMDp < 400			N2

Figura 11 – Selección del nivel de contención según el tipo de accidente que se pretende limitar

En este caso, además se define el riesgo de severidad como grave al encontrarse en una vía con velocidad de proyecto V_p=60 km/h y al poder producirse una caída desde la estructura. Por ello, según la tabla superior se debe garantizar un nivel de contención como mínimo de H1.

Las barreras empleadas en el paso superior se encuentran detalladas en el Plano N° 8 “Equipamientos” y debe tener un marcado CE.

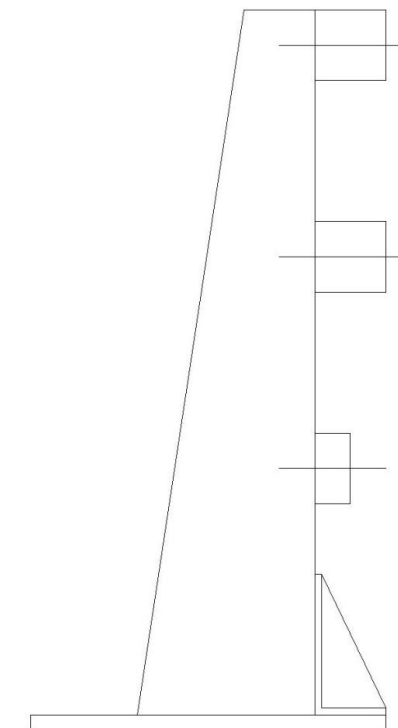


Figura 12 – Defensa lateral. Pretel metálico PMC2/10b

7. BARRERA NEW JERSEY

La función principal de este tipo de defensa es la separación de la calzada y el carril bici, así como la protección de las personas que circulan por el carril bici.

De esta manera, se ha adoptado una solución prefabricada de Barrera New Jersey, colocadas en módulos de 2 metros. Las Barreras New Jersey pueden ser simétricas o asimétricas. En el caso de la obra a proyectar, se ha adoptado por una solución asimétrica.

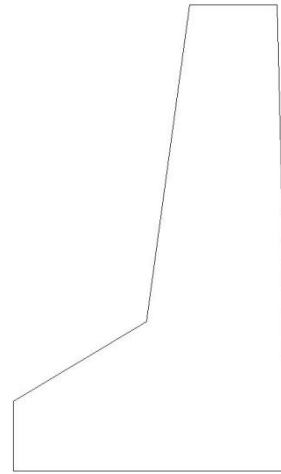


Figura 12 – Sección transversal de la Barrera New Jersey

En el Plano N° 8 “Equipamientos” se detallan las dimensiones de la defensa.

8. CARRIL BICI

Para el pavimento del carril bici se ha dispuesto un Sistema Compodur Plus Color S/Hormigón, de la casa comercial Composan, o similar. Se trata de un revestimiento rugoso de pavimento de hormigón obtenido mediante la puesta en obra de un sistema multicapa. Las capas que lo conforman son:

- Una capa de EPOXAN con una dotación aproximada de 0.8 a 1.0 kg/m², según el estado de soporte.
- Dos capas de COMPOMIX con una dotación aproximada de 0.6 kg/m², por capa.
- Sellado con resinas Acrílico-Epoxi: una capa de COMPOPAIN con un consumo de 0.4 kg/m².

CARACTERÍSTICAS GENERALES
Espesores en torno a 1 mm
Terminación rugosa
Buena resistencia al desgaste
Buena adherencia sobre hormigón
Intervalo de temperatura de uso: -10 °C a 50 °C

Para la puesta en obra, el fabricante del pavimento para el carril bici recomienda unas condiciones generales para no poner en riesgo las características del pavimento del carril bici.

- Para el secado y la polimerización de las distintas capas hay que tener en cuenta la temperatura ambiente durante la aplicación y curado (la cual deberá estar comprendida preferiblemente entre 8 °C y 30 °C) así como el grado de higrometría, ya que varios productos del sistema están basados en resinas o emulsión acuosa y el curado comienza por evaporación.
- No deberá instalarse ante inminente riesgo de lluvia, helada o excesivo calor.
- Para las mezclas deberá utilizarse agua limpia y potable.

9. JUNTAS DE DILATACION

Las juntas deben estar diseñadas para asegurar la comodidad de la circulación entre dos obras, adaptándose a los movimientos estructurales debidos a los efectos de fluencia, contracción de las variaciones de temperatura y de las deformaciones de uso.

Además, debe intentar asegurar el flujo de esorrentía.

Puesto que el tablero es discontinuo y de hormigón pretensado, se emplearán 4 juntas, una en cada estribo y otra en cada pila.

La estimación de los desplazamientos se ha realizado empleando los valores de desplazamientos empleados en el Anejo N° 3 “Cálculo Estructural”, para la obtención de los neoprenos.

Anejo 3: Cálculo Estructural

1. OBJETO.....	4	4.3.1.1. Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural del puente.....	14
2. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.....	4	4.3.1.2. Impacto contra sistemas de contención de vehículos.....	14
3. DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA.....	4	4.3.2. Acción sísmica.....	14
3.1. Cálculo del tablero.....	4	4.3.2.1. Aceleración de cálculo.....	15
3.2. Cálculo de los aparatos de apoyo.....	4	5. BASES DE CÁLCULO PARA LA COMBINACION DE ACCIONES.....	15
4. ACCIONES CONSIDERADAS.....	5	5.1. Valores representativos de las acciones.....	15
4.1. Acciones permanentes.....	5	5.1.1. Valor representativo de las acciones permanentes.....	15
4.1.1. Acciones permanentes de valor constante (G).....	5	5.1.2. Valor representativo de las acciones variables.....	15
4.1.1.1. Peso propio.....	5	5.2. Valor de cálculo de las acciones.....	16
4.1.1.2. Cargas muertas.....	5	5.3. Combinación de acciones.....	17
4.1.2. Acciones permanentes de valor no constante.....	5	5.3.1. Combinaciones para comprobaciones en ELU.....	17
4.1.2.1. Pretensado.....	5	5.3.1.1. Situación persistente o transitoria.....	17
4.1.2.2. Acciones reológicas.....	5	5.3.1.2. Situación accidental.....	17
4.1.2.2.1. Fluencia.....	5	5.3.1.3. Situación sísmica.....	17
4.1.2.2.2. Retracción.....	5	5.3.2. Combinaciones para combinaciones en ELS.....	17
4.2. Acciones variables.....	5	6. MATERIALES.....	18
4.2.1. Sobrecarga de uso.....	5	6.1. Hormigón.....	18
4.2.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales.....	5	6.1.1. Vigas longitudinales.....	18
4.2.1.2. Cargas verticales.....	6	6.1.2. Losa superior.....	18
4.2.1.2.1. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos.....	6	6.2. Armadura pasiva.....	18
4.2.1.2.2. Cargas verticales en zonas de uso peatonal.....	6	6.3. Armadura activa.....	19
4.2.1.3. Fuerzas horizontales.....	6	7. CÁLCULO DEL TABLERO.....	19
4.2.1.3.1. Frenado y arranque.....	6	7.1. Cálculo de la armadura activa.....	19
4.2.1.3.2. Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales.....	6	7.1.1. Predimensionamiento de la armadura activa.....	19
4.2.2. Viento.....	7	7.1.1.1. Vano de 24 metros.....	19
4.2.2.1. Velocidad básica del viento.....	7	7.1.1.2. Vano de 30.5 metros.....	20
4.2.2.2. Velocidad media del viento.....	8	7.1.2. Pérdidas de pretensado.....	21
4.2.2.3. Empuje del viento.....	8	7.1.2.1. Vano de 24 metros.....	21
4.2.2.4. Dirección del viento.....	10	7.1.2.1.1. Pérdidas instantáneas.....	21
4.2.2.5. Empuje del viento sobre tableros.....	10	7.1.2.1.1.1. Pérdidas por penetración de cuñas.....	21
4.2.2.5.1. Efectos producidos por el viento transversal.....	10	7.1.2.1.1.2. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.....	21
4.2.2.5.1.1. Empuje horizontal en tableros de alma llena.....	10	7.1.2.1.2. Pérdidas diferidas.....	21
4.2.2.5.1.2. Empuje vertical.....	10	7.1.2.1.2.1. Deformación por retracción.....	22
4.2.2.5.1.2.1. Momento de vuelco sobre el tablero.....	10	7.1.2.1.2.2. Coeficiente de fluencia.....	23
4.2.3. Acción térmica.....	11	7.1.2.2. Vano de 30.5 metros.....	23
4.2.3.1. Acción térmica en tableros.....	11	7.1.2.2.1. Pérdidas instantáneas.....	23
4.2.3.1.1. Componente uniforme de la temperatura del tablero.....	11	7.1.2.2.1.1. Pérdidas por penetración de cuñas.....	23
4.2.3.1.1.1. Temperatura máxima y mínima del aire.....	11	7.1.2.2.1.2. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.....	24
4.2.3.1.1.2. Componente uniforme de temperatura.....	12	7.1.2.2.2. Pérdidas diferidas.....	24
4.2.3.1.1.3. Rango de la componente uniforme de temperatura.....	13	7.1.2.2.2.1. Deformación por retracción.....	24
4.2.3.1.2. Componente de la diferencia de temperatura.....	13	7.1.2.2.2.2. Coeficiente de fluencia.....	25
4.2.3.1.2.1. Diferencia vertical.....	13	7.2. Envoltente de esfuerzos.....	26
4.2.3.1.2.2. Diferencia horizontal.....	13	7.2.1. Vano de 24 metros.....	26
4.3. Acciones accidentales.....	14	7.2.2. Vano de 30.5 metros.....	27
4.3.1. Impactos.....	14	7.3. Comprobaciones resistentes.....	27

7.3.1. Losa.....	27
7.3.1.1. Simplificaciones y limitaciones del cálculo.....	27
7.3.1.2. Comprobaciones hormigón de Estado Límite Último.....	28
7.3.1.2.1. Cuantías de armado mínimo.....	28
7.3.1.2.2. Cuantías de cálculo y propuesta de armado.....	28
7.3.1.3. Comprobaciones hormigón de Estado Límite de Servicio.....	29
7.3.1.3.1. Estado límite de control de tensiones.....	29
7.3.1.3.2. Estado límite de control de fisuraciones.....	29

1. OBJETO

El objeto de este anejo es justificar y razonar las dimensiones de los distintos elementos que conforman el tablero del paso superior, y comprobar que cumplen todas las condiciones de estabilidad, resistencia, rigidez, durabilidad o cualquier otro aspecto.

Para el cálculo se ha empleado el programa informático SAP2000. Para la determinación de las acciones se ha empleado la normativa vigente “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera” (IAP-11). Para las comprobaciones se ha empleado tanto el Eurocódigo 2 de Hormigón (EN-1992...) así como la “Instrucción de Hormigón Estructural” (EHE-08).

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura consiste en un tablero, de una longitud total de 78.5 metros, dividido en tres vanos, dos vanos de 24 metros y un vano central de 30.5 metros.

La sección transversal consiste en una losa de hormigón armado apoyada sobre dos vigas artesas en forma de U. Estas vigas están separadas una distancia de 6.25 metros desde el eje central de la viga.

Las medidas de la sección transversal se pueden apreciar en la Figura 1.

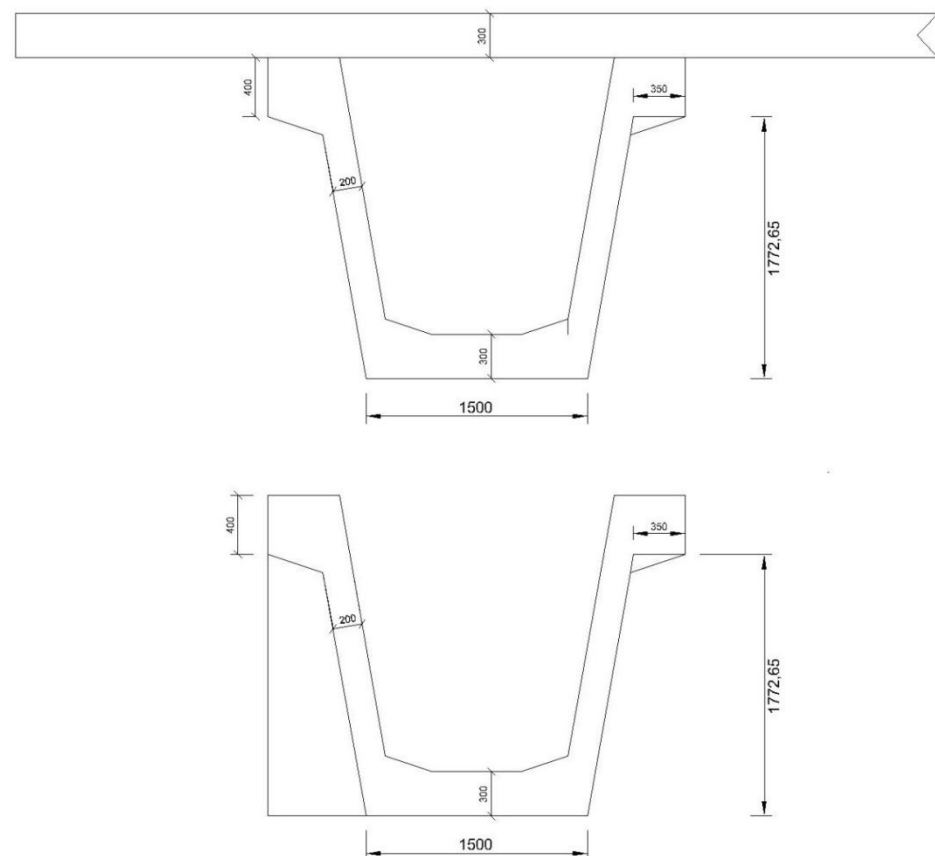


Figura 1 – Dimensiones de las vigas longitudinales y del tablero

Se disponen de varias unidades de pretensado, dependiendo de la viga longitudinal. En las vigas longitudinales de 24 metros, se disponen de 3 unidades de pretensado, mientras que en las vigas longitudinales de 30.5 metros se disponen de 4 unidades de pretensado.

Dichas unidades de pretensado discurren por el alma inferior de la viga.

La ejecución del tablero se realiza en dos fases. La primera fase consta de la fabricación y transporte de las vigas longitudinales (un total de 6 vigas, 4 vigas de 24 metros y 2 vigas de 30.5 metros de longitud). La segunda fase consiste en la fabricación in situ de la losa de hormigón armado que da continuidad al tablero.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

Se ha diferenciado dos fases en el proceso general de cálculo de la estructura:

- 1) Fase de predimensionamiento, en la se definen todos los componentes de la estructura a proyectar. Los apoyos y estribos del paso superior van impuestos sobre el proyecto.
- 2) Fase de cálculo de la estructura, donde se calculan los elementos que forman parte del tablero y que han sido predimensionados previamente.

Tanto el análisis estructural como el cálculo resistente, consiste en la obtención de los esfuerzos máximos, con diferentes combinaciones, donde los elementos predimensionados deben resistir estas solicitaciones.

En lo que se centra este Trabajo Fin de Grado, se calculará la estructura del tablero, así como los aparatos de apoyo.

3.1. Cálculo del tablero

Para el análisis estructural del tablero, se ha empleado el modelo de viga, ya que las dimensiones de la viga lo permiten, realizando un cálculo elástico y lineal. Para el cálculo del tablero se ha empleado el programa informático SAP2000.

Primeramente se obtuvo con el programa informático SAP2000 la envolvente de esfuerzos sin tener en cuenta la influencia la armadura pretensada pretesa. Una vez obtenidos dichos esfuerzos, se ha realizado el cálculo de la armadura activa necesaria, siguiendo las directrices de lo aprendido en la asignatura de 3º curso, Hormigón Estructural.

Con la armadura activa ya calculada, se vuelve a calcular la envolvente de esfuerzos definitiva, con la que se realizan las siguientes comprobaciones:

- Estado límite de fisuración.
- Estado límite de rotura a flexión.
- Dimensionamiento a cortante en rotura.
- Dimensionamiento a torsión en rotura.
- Dimensionamiento a esfuerzo rasante.

3.2. Cálculo de los aparatos de apoyo

Con los resultados del cálculo del tablero, se obtienen las reacciones verticales por eje de apoyo como horizontales del tablero. Siguiendo las recomendaciones de “Aparatos de apoyo para puentes y estructuras”, se reparten las fuerzas horizontales existentes en función de la rigidez del conjunto neopreno – apoyo entre los distintos aparatos de apoyo.

En el caso de la obra a proyectar, los aparatos de apoyo consisten en elastómeros de neopreno.

4. ACCIONES CONSIDERADAS

4.1. Acciones permanentes

4.1.1. Acciones permanentes de valor constante (G)

Cargas que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud, para una situación de proyecto determinada.

4.1.1.1. Peso propio

Esta acción corresponde al peso de los elementos estructurales.

Según la IAP-11, es peso específico, tanto del hormigón armado como del hormigón pretensado es de 25 KN/m³.

La acción característica del peso propio de los elementos de hormigón armado y pretensado, se obtiene multiplicando el peso específico por el volumen del elemento considerado.

4.1.1.2. Cargas muertas

Son las acciones debidas al peso propio de los elementos no estructurales proyectados. En la estructura a proyectar se ha considerado:

- Barreras rígidas: colocadas en los bordes del tablero como elemento de protección, tanto de vehículos como de las personas que circulan por el carril bici. Tiene un valor de 14.4 KN/m.
- Pavimento: el pavimento está compuesto por una capa de estanqueidad y por la capa de rodadura. El espesor de la capa de rodadura dependerá de la IMD de vehículos pesados que circulen por el paso superior. Así mismo, se puede decir que la IMD de vehículos pesados se encuentra entre los valores de 200 y 800 vehículos pesados, lo que se corresponde a una categoría de tráfico T2. Según la Norma 6.1.-IC, se puede escoger un espesor de la capa de rodadura de 5-6 cm, de una mezcla D y S. A efecto de este trabajo, se considerará un espesor de pavimento de 6 cm a lo ancho de toda calzada y arcenes, con un peso específico de 23 KN/m³. Se deben considerar 2 valores extremos, uno correspondiente al espesor teórico de proyecto y otro tomando como espesor el teórico incrementado un 50 %. Con esto:
 - $V_{inf} = 23 * 0.06 * 9 = 12.42 \text{ KN/m}$
 - $V_{max} = 23 * 0.06 * 9 * 1.5 = 18.63 \text{ KN/m}$
- Impostas: colocadas en ambos bordes del tablero, compuestas por hormigón armado, con peso específico de 25 KN/m³. La acción tiene un valor de 4.4376 KN/m.
- Barrera New – Jersey: colocada como separación de la calzada y el carril bici a lo largo del tablero. Esta acción tiene un valor de 5.0208 KN/m.
- Carril bici: se adopta un espesor de 55 mm de mezcla bituminosa, con lo que el valor de esta acción será 2.53 KN/m.

4.1.2. Acciones permanentes de valor no constante

4.1.2.1. Pretensado

A efectos de aplicación de la IAP-11, se considera que el pretensado es de tipo P1, puesto que se encuentra dentro del contorno de la sección de hormigón

Todo lo relativo a la armadura activa se detalla más profundamente en el apartado de cálculo del tablero.

4.1.2.2. Acciones reológicas

4.1.2.2.1. Fluencia

La deformación debida a la fluencia de un hormigón bajo carga constante será proporcional a la deformación elástica instantánea. El coeficiente de proporcionalidad, variará a lo largo del tiempo en función de la historia de cargas del elemento de hormigón considerado, de la humedad relativa del ambiente, etc. Su valor en un instante t se obtendrá según la Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.

Su valor se determinará dentro del apartado de pretensado.

4.1.2.2.2. Retracción

La deformación debida a la retracción del hormigón será función de la humedad relativa del ambiente, del espesor, de la cuantía de armadura...

Su valor también se determinará dentro del apartado de pretensado, atendiendo a las directrices de la EHE-08.

4.2. Acciones variables

4.2.1. Sobrecarga de uso

El modelo de carga definido en el IAP-11 para representar la acción de tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes inferiores a 200 metros, por lo que es de aplicación a este paso superior.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

4.2.1.1. División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

A efectos de aplicación de la IAP-11, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera a la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales), situadas a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero (si éstas existen) cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de pretilas del tablero, en el resto de los casos.

La plataforma del tablero tendrá un ancho w y se dividirá en n_i carriles virtuales de anchura w_i cada uno, según el criterio de la Tabla 1 (Tabla 4.1-a de la IAP-11).

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_i)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_i)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$

Tabla 1 – Definición de los carriles virtuales

En el caso del tablero a proyectar, el ancho de plataforma será $w = 9$ m, con lo que siguiendo el criterio de la tabla anterior, se disponen de 3 carriles virtuales, sin ninguna área remanente. La anchura de estos carriles virtuales será de 3 m.

La ubicación y numeración de cada carril virtual se determinará conforme a los criterios que se exponen a continuación:

- Para la comprobación de cada estado límite, se considerarán cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto en estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará *carril 1*, segundo más desfavorable se denominará *carril 2*, y así sucesivamente.
- Se empleará una única numeración de carriles para todo el tablero, aunque la plataforma soporte dos o más calzadas separadas por barreras fijas y no rebasables. Así pues, para cálculo del tablero sólo habrá un *carril 1*, un *carril 2*, etc.
- Cuando existan varias calzadas soportadas por tableros separados, cada uno de ellos tendrá una numeración de carriles independiente, a efecto de las comprobaciones de los estados límite del tablero, así como de la subestructura, si ésta es independiente para cada tablero. Si dichos tableros están soportados por la misma subestructura, pilas o estribos, a efectos de cálculo de esos elementos, se considerará una numeración de carriles única para el conjunto de los tableros.

4.2.1.2. Cargas verticales

4.2.1.2.1. Cargas verticales debidas al tráfico de vehículos

Se considerará la acción simultánea de las cargas siguientes:

- Uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales. Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, indicada en la Tabla 2 (Tabla 4.1-b de la IAP-11) correspondiente al carril i . Se tendrá en cuenta los siguientes criterios:
 - En cada carril virtual se considerará la actuación de un único vehículo pesado de peso $2 Q_{ik}$.
 - La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2.00 metros. La distancia longitudinal entre ejes será de 1.20 metros (ver Figura 1, que corresponde con la Figura 4.1-b de la IAP-11)
 - Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que será por tanto $0.5 Q_{ik}$.
 - A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
 - Para las comprobaciones locales, cada vehículo pesado se situará, transversalmente dentro de cada carril virtual, en la posición más desfavorable. Cuando se consideren dos vehículos pesados en carriles virtuales adyacentes, podrán aproximarse transversalmente, manteniendo una distancia entre ruedas mayor o igual que 0.50 metros.
 - Para las comprobaciones locales, la carga puntual de cada rueda de un vehículo pesado se supondrá uniformemente repartida en una superficie de contacto cuadrada de 0.40 m x 0.40 m. Se considerará que esta carga se reparte con una pendiente 1:1 (H:V), tanto a través del pavimento como a través de la losa del tablero, hasta el centro de dicha losa.
- Una sobrecarga uniforme de valor q_{ik} , según la Tabla 2, las consideraciones siguientes:

- En el área remanente, se considerará la actuación de una sobrecarga uniforme de valor q_{rk} , según la Tabla 2.
- La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

Tabla 2 – Valor característico de la sobrecarga de uso

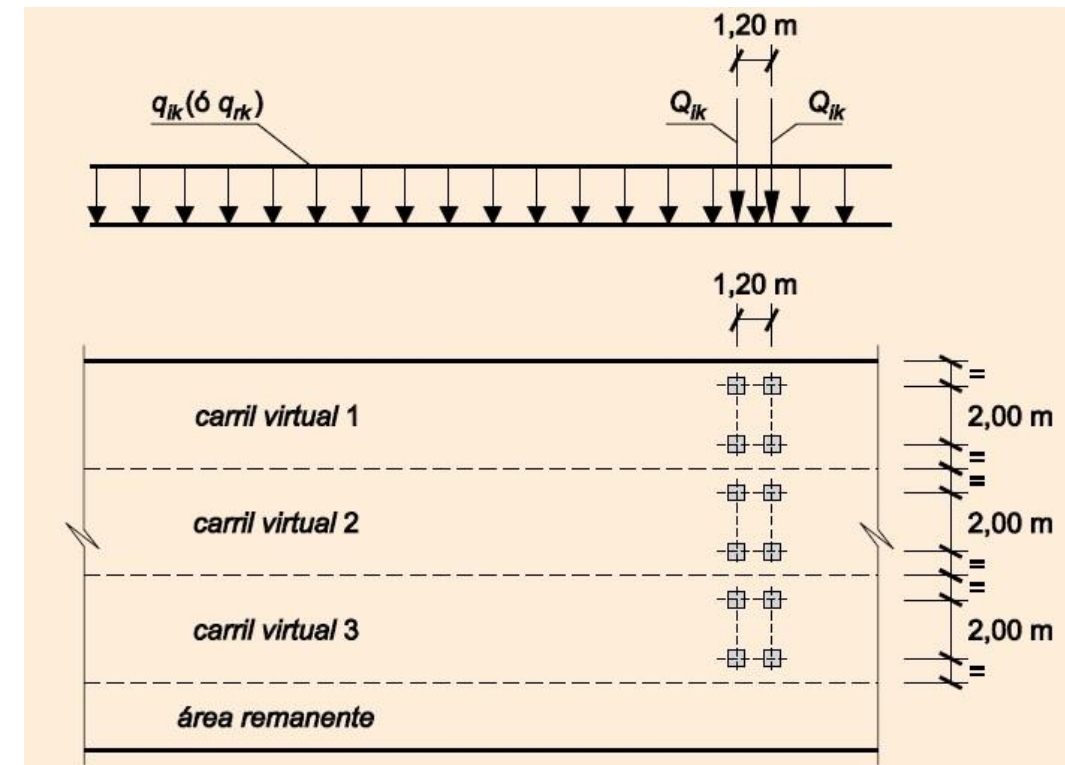


Figura 1 – Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

4.2.1.2.2. Cargas verticales en zonas de uso peatonal

En el caso del puente a proyectar, se prevé una sobrecarga de uno en la zona destinada al carril bici de 5 KN/m², aplicable en todos los casos.

4.2.1.3. Fuerzas horizontales

4.2.1.3.1. Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

En el caso de que la vía disponga de carriles de sentidos opuestos de circulación, se considerará como de sentido único si esta hipótesis resulta más desfavorable.

El valor característico de esta acción Q_{lk} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{lk} = 0.6 * 2 Q_{1k} + 0.1 q_{1k} w_1 L$$

siendo L la distancia entre juntas contiguas, o la longitud del puente si éstas no existieran, y el significado de las demás variables está definido en el apartado anterior.

Para el caso de carril virtual de 3 metros de anchura y $L > 1.20$ m, esta expresión queda como sigue:

$$Q_{lk} = 360 + 2.7 L$$

En el caso de la estructura a proyectar

$$Q_{lk} = 571.95 \text{ KN}$$

El valor de Q_{lk} estará limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \text{ KN} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ KN}$$

4.2.1.3.2. Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

Al ser un paso superior con una planta recta, la fuerza centrífuga no se tiene en cuenta como acción.

4.2.2. Viento

La acción del viento se asimilará como una carga estática equivalente, salvo que sea necesario considerar además los efectos aeroelásticos.

Para la obtención de la carga estática equivalente a la acción del viento, se seguirán las indicaciones que figuran en los siguientes apartados.

4.2.2.1. Velocidad básica del viento

La velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$ es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de retorno T de 50 años, medida con independencia de la dirección del viento y de la época del año en una zona plana y desprotegida frente al viento, equivalente a un entorno de puente de tipo II (definido en el apartado siguiente), a una altura de 10 metros sobre el suelo.

A partir de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$, se obtendrá la velocidad básica v_b mediante la expresión:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

donde:

- 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, puede tomarse igual a 1.0
- c_{season} factor estacional del viento que, a falta de estudios más precisos, puede tomarse igual a 1.0
- $v_{b,0}$ velocidad básica fundamental del viento. Puede tomarse directamente de la Figura 2 (Figura 4.2-a de la IAP-11) (m/s)

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ será:

$$v_b(T) = v_b c_{prob}$$

donde:

- $v_b(T)$ velocidad básica del viento para un periodo de retorno T (m/s)
- T periodo de retorno (años)
- c_{prob} factor de probabilidad, obtenido de la siguiente fórmula:

$$c_{prob} = \left\{ \frac{1 - K \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \ln [-\ln(0.98)]} \right\}^n$$

tomando para los parámetros K y n los valores siguientes $K = 0.2$ y $n = 0.5$

Para situaciones persistentes, a falta de estudios específicos, se considerará un periodo de retorno de 100 años, con lo que $c_{prob} = 1.04$.

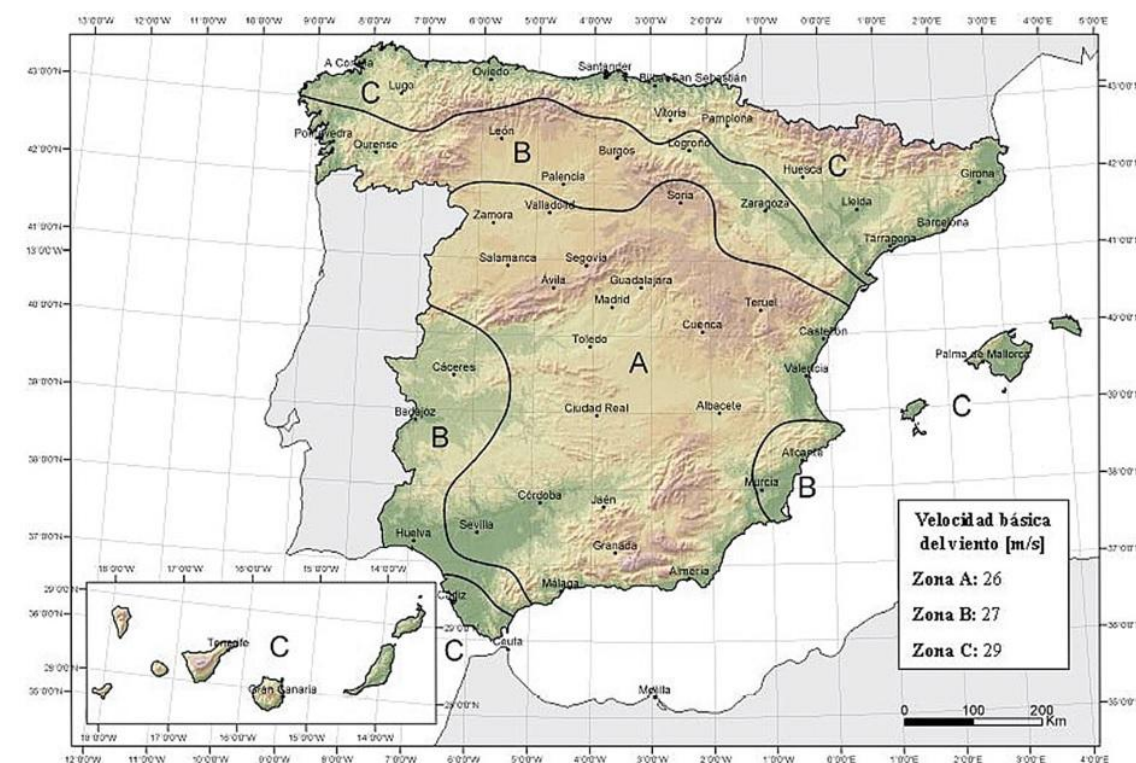


Figura 2 – Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento $v_{b,0}$

La zona de actuación es Lliria, lo que corresponde a la ZONA A del mapa de isotacas, con lo que la velocidad fundamental del viento es de 26 m/s.

Con los datos obtenidos, se puede decir:

$$v_b(T = 100 \text{ años}) = 26 * 1.04 = 27.04 \text{ m/s}$$

4.2.2.2. Velocidad media del viento

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento v_b , y se determinará según la expresión siguiente:

$$v_m(z) = c_r(z) c_o v_b(T)$$

donde:

- $v_b(T)$ velocidad básica del viento para un periodo de retorno T (m/s)
- c_o factor de topografía que se tomará habitualmente igual a 1.0. En valles en los que se pueda producir un encauzamiento del viento actuante sobre el puente, se tomará para c_o un valor de 1.1. Cuando existan obstáculos naturales susceptibles de perturbar apreciablemente el flujo del viento sobre el puente, el valor de c_o se determinará mediante un estudio específico
- $c_r(z)$ factor de rugosidad obtenido de la siguiente fórmula:

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

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

siendo:

- z altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente (m)
- k_r factor del terreno, según la Tabla 3 (Tabla 4.2-b de la IAP-11)
- z_0 longitud de rugosidad, según la Tabla 3
- z_{min} altura mínima, según la Tabla 3

A efectos de calcular los parámetros anteriormente dichos, se considerarán los cinco tipos de entorno siguientes:

- Tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto
- Tipo I: lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos.
- Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.

- Tipo III: zona suburbana, forestal o industrial con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos.
- Tipo IV: zona urbana en la que al menos el 15% de la superficie esté edificada y la altura media de los edificios exceda de 15 m.

TIPO DE ENTORNO	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Tabla 3 – Coeficientes k_r , z_0 y z_{min} , según el tipo de entorno

La ubicación de la estructura a proyectar se encuentra en un entorno Tipo II, con lo los parámetros anteriores quedan definidos con sus valores.

Con estos parámetros, se puede calcular el factor de rugosidad. La altura del punto de aplicación del empuje del viento se obtiene sumando la altura de la pila que sobresale del terreno mas la mitad del canto del tablero. Se deben calcular dos situaciones, una correspondiente a la existencia de cargas de tráfico (esto supone un incremento de 2 metros por encima del tablero) y otra correspondiente a la no existencia de cargas de tráfico (adoptando solamente el canto del tabero).

- Con cargas de tráfico: $z_1 = 9.45 \text{ m}$
- Sin cargas de tráfico: $z_2 = 8.45 \text{ m}$

Con esto, ya se puede calcular el factor de rugosidad anteriormente dicho. Como las dos alturas del punto de aplicación del viento son mayores que z_{min} , se utiliza la expresión:

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

$$c_r(z = 9.45 \text{ m}) = 0.19 * \ln\left(\frac{9.45}{0.05}\right) = 0.996$$

$$c_r(z = 8.45 \text{ m}) = 0.19 * \ln\left(\frac{8.45}{0.05}\right) = 0.975$$

Con los factores de rugosidad, se puede calcular la velocidad media del viento:

$$v_m(z = 9.45 \text{ m}) = 0.996 * 1 * 27.04 = 26.932 \text{ m/s}$$

$$v_m(z = 8.45 \text{ m}) = 0.975 * 1 * 27.04 = 26.364 \text{ m/s}$$

4.2.2.3. Empuje del viento

El empuje producido por el viento se calculará por separado para cada elemento del puente, y se determinará mediante la siguiente 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)
- $\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$ presión de la velocidad básica del viento q_b (N/m²)
- ρ densidad del aire, que se tomará igual a 1.25 kg/m³
- $v_b(T)$ velocidad básica del viento para un periodo de retorno T (m/s)
- c_f coeficiente de fuerza del elemento considerado
- A_{ref} area de referencia, que se obtendrá como la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento (m²)
- $c_e(z)$ coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la fórmula siguiente:

$$c_e(z) = k_r^2 \left[c_o^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7 k_l c_o \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{para } z < z_{min}$$

donde:

- k_l factor de turbulencia, que se tomará igual a 1.0

Como $z > z_{min}$, entonces el coeficiente $c_e(z)$ se obtiene como:

$$c_e(z = 9.45 \text{ m}) = 0.19^2 * \left[1^2 * \ln^2 \left(\frac{9.45}{0.05} \right) + 7 * 1 * 1 * \ln \left(\frac{9.45}{0.05} \right) \right] = 1.512$$

$$c_e(z = 8.45 \text{ m}) = 0.19^2 * \left[1^2 * \ln^2 \left(\frac{8.45}{0.05} \right) + 7 * 1 * 1 * \ln \left(\frac{8.45}{0.05} \right) \right] = 1.482$$

El coeficiente de fuerza c_f se obtiene según la Figura 3 (Figura 4.2-b de la IAP-11), dependiendo del elemento que se vaya a considerar.

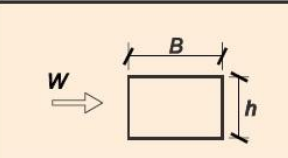
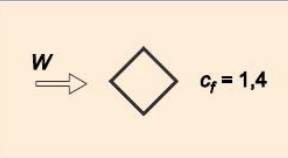
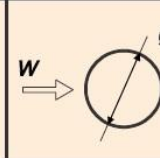
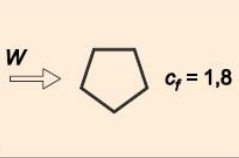
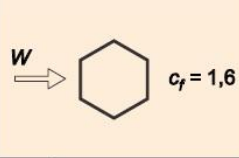
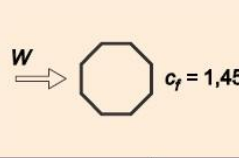
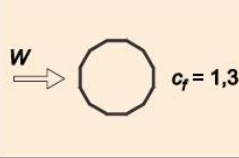
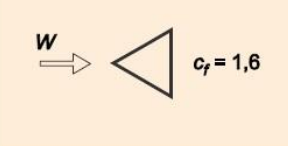
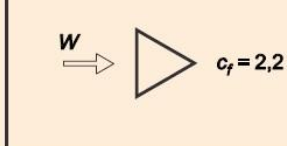

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$	
	c_f		2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
	$c_f = 1,4$			sección circular con superficie lisa y tal que: $\emptyset v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$		sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\emptyset v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$				
	$c_f = 1,8$		$c_f = 1,6$		$c_f = 1,45$		$c_f = 1,3$			
	$c_f = 1,6$		$c_f = 2,2$							$c_f = 2,0$

Figura 3 – Coeficiente de forma c_f para las secciones más habituales

Como la estructura a proyectar no tiene una sección como las que hay en la figura anterior, se debe adoptar la expresión estipulada en el apartado 4.2.5.1.1 de la IAP-11:

$$c_{f,x} = 2.5 - 0.3 * (B/h_{eq})$$

donde:

- B anchura total del tablero (m)
- h_{eq} altura equivalente obtenida considerando, además del propio tablero (en el caso de un tablero de vigas o varios cajones, se considerará únicamente el elemento de mayor canto), la altura de cualquier elemento no estructural que sea totalmente opaco frente al viento, o si se tiene en cuenta la presencia de uso, la altura de ésta, en caso de ser más desfavorable (m)

En cualquier caso, el coeficiente $c_{f,x}$ se considerará limitado por los siguientes valores:

$$1.3 \leq c_{f,x} \leq 2.4$$

Con esto, se puede calcular el coeficiente de forma para los dos casos que se dan:

- Tablero sin carga: $c_{f,x} = 2.5 - 0.3 * (12.5/2.427) = 0.955 < 1.3 \rightarrow c_{f,x} = 1.3$
- Tablero con carga: $c_{f,x} = 2.5 - 0.3 * (12.5/4.427) = 1.653$

Con lo que respecta al área de referencia, se puede adoptar como un rectángulo de dimensiones iguales al canto máximo por la luz del tablero, tanto para el caso del tablero sin cargas como del tablero con cargas.

- Tablero sin carga: $A_{ref} = 2.427 * 78.5 = 190.52 \text{ m}^2$
- Tablero con carga: $A_{ref} = 4.427 * 78.5 = 347.52 \text{ m}^2$

Con todos los datos obtenidos, se puede calcular el empuje del viento, mediante la expresión anteriormente definida:

- Tablero sin carga

$$F_w = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 27.04^2 \right] * 1.482 * 1.3 * 190.52 \rightarrow F_w = 167.45 \text{ KN}$$

- Tablero con carga

$$F_w = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 27.04^2 \right] * 1.512 * 1.653 * 347.52 \rightarrow F_w = 396.92 \text{ KN}$$

4.2.2.4. Dirección del viento

Para evaluar la acción del viento sobre la estructura, se considerará su actuación en dos direcciones:

- Perpendicular al eje del tablero: dirección transversal (X). Esta componente podrá ir acompañada de una componente asociada en dirección vertical (Z).
- Paralela al eje del tablero: dirección longitudinal (Y).

4.2.2.5. Empuje del viento sobre tableros

4.2.2.5.1. Efectos provocados por el viento transversal

4.2.2.5.1.1. Empuje horizontal en tableros de alma llena

Se ha calculado en el apartado de Empuje del viento y tiene como valores:

- Tablero sin carga: $F_w = 167.45 \text{ KN}$
- Tablero con carga: $F_w = 396.92 \text{ KN}$

4.2.2.5.1.2. Empuje vertical

Se considerará un empuje vertical, dirección Z, sobre el tablero actuando en el sentido más desfavorable, igual a:

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_{f,z} A_{ref,z}$$

donde:

- $F_{w,z}$ empuje vertical del viento (N)
- $\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$ presión de la velocidad básica del viento definida en el apartado 4.2.2.3 (N/m²)
- $c_e(z)$ coeficiente de exposición definido en el apartado 4.2.2.3
- $c_{f,z}$ coeficiente de fuerza en dirección vertical Z, que se tomará igual a ± 0.9
- $A_{ref,z}$ área en planta del tablero (m²)

El área de referencia en planta del tablero se obtiene de la siguiente forma:

$$A_{ref,z} = 12.5 * 78.5 = 981.25 \text{ m}^2$$

Con todos los datos definidos, se tiene dos caso de carga, al igual que en los apartados anteriores:

- Tablero sin sobrecarga: $F_{w,z} = \left(\frac{1}{2} * 1.25 * 27.04^2 \right) * 1.482 * 0.9 * 981.25 \rightarrow F_{w,z} = 598.086 \text{ KN}$
- Tablero con sobrecarga: $F_{w,z} = \left(\frac{1}{2} * 1.25 * 27.04^2 \right) * 1.512 * 0.9 * 981.25 \rightarrow F_{w,z} = 610.19 \text{ KN}$

4.2.2.5.1.2.1. Momento de vuelco sobre el tablero

A falta de datos precisos sobre el momento de vuelco ejercido por la acción combinada de los empujes transversal (dirección X) y vertical (dirección Z) de viento sobre el tablero, se supondrá que:

- El empuje transversal está aplicado a la altura que se indica a continuación, medida respecto a la base del tablero:
 - En tableros de alma llena, el 60 % de la altura del primer frente máximo adoptado en el cálculo del área expuesta a la componente horizontal del viento transversal, incluyendo en su caso, el área correspondiente a la sobrecarga de uso.
- El empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero.

En la Figura 4 se puede apreciar la distribución de las fuerzas ejercidas por el viento en la dirección transversal.

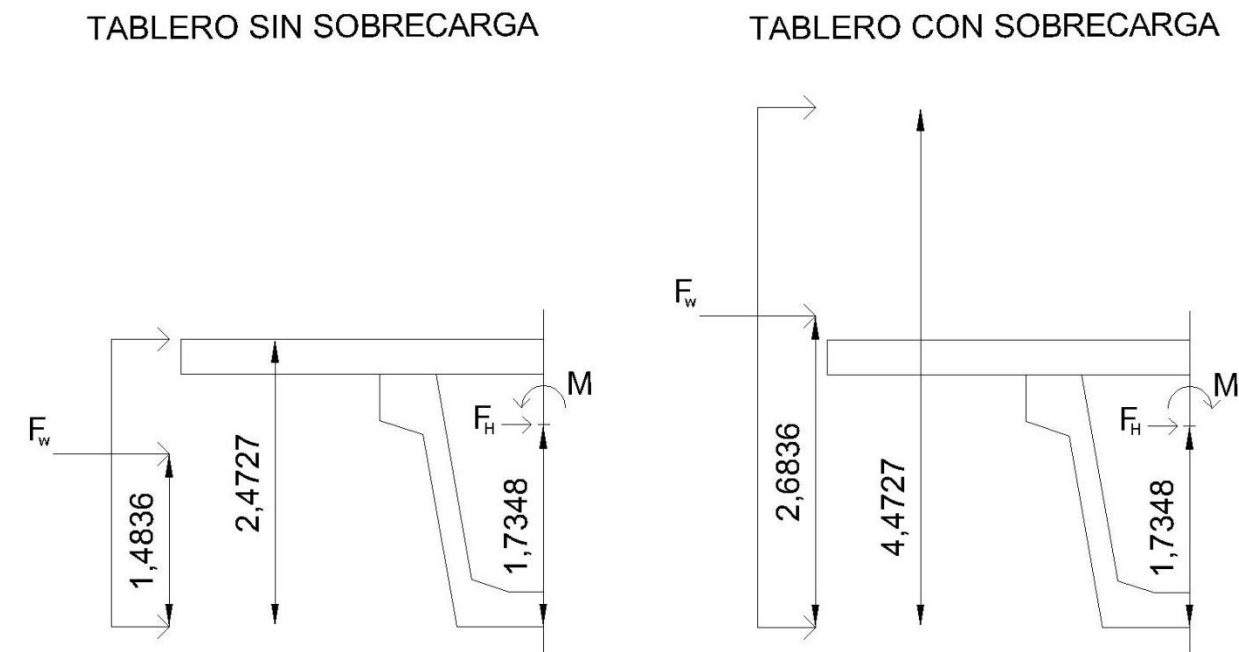


Figura 4 – Distribución de fuerzas ejercidas por el viento transversal

siendo el valor de cada parámetro y sentido indicado en la figura:

- Tablero sin sobrecarga:
 - $F_H = 167.45 \text{ KN} \rightarrow F_H = 2.133 \text{ KN/m}$

- $M = F_H \cdot e = 167.45 (1.7348 - 1.4836) = 42.063 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Tablero con sobrecarga:
 - $F_H = 396.92 \text{ KN} \rightarrow F_H = 5.056 \text{ KN/m}$
 - $M = F_H \cdot e = 396.92 (2.6836 - 1.7348) = 376.598 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Con lo que respecta a la fuerza del viento ejercida verticalmente, en las dos direcciones, se puede observar en la Figura 5.

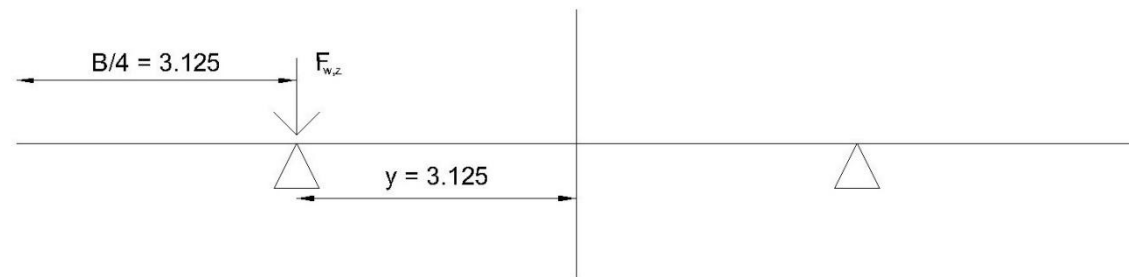


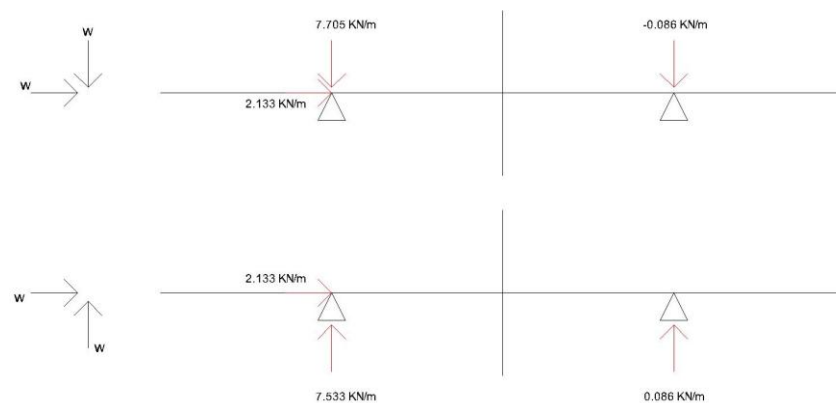
Figura 5 – Distribución de fuerzas ejercidas por el viento vertical

teniendo que trasladar la fuerza vertical al centro de vano, convertida en una fuerza vertical F y un momento M_0 , adquiriendo estos valores:

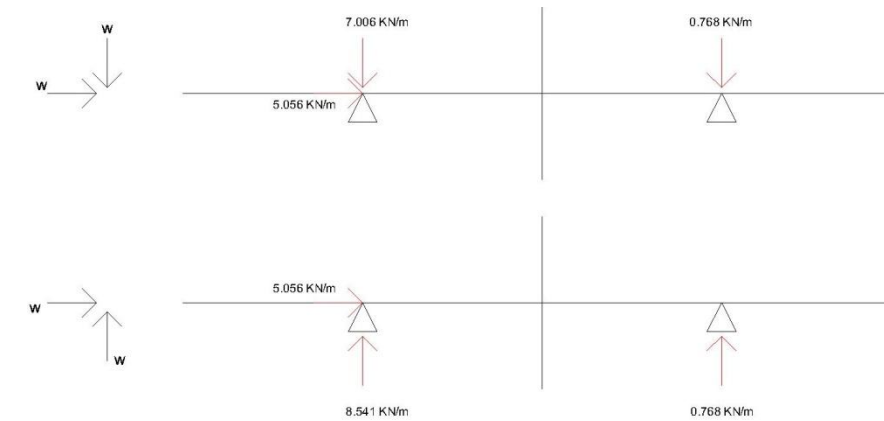
- Tablero sin sobrecarga:
 - $M_0 = 42.063 + 598.086 * 3.125 = 1911.082 \text{ KN} \cdot \text{m}$
 - $F = M_0/y = 1915.67/3.125 = 611.546 \text{ KN}$
- Tablero con sobrecarga:
 - $M_0 = 376.598 - 610.19 * 3.125 = 1530.246 \text{ KN} \cdot \text{m}$
 - $F = M_0/y = 1530.246/3.125 = 489.68 \text{ KN}$

Una vez obtenidos estos valores, se puede obtener finalmente el valor de las acciones ejercidas por el viento longitudinal, combinado con el viento transversal, tanto en sentido ascendente como en sentido descendente.

- Tablero sin sobrecarga:



- Tablero con sobrecarga:



4.2.3. Acción térmica

4.2.3.1. Acción térmica en tableros

A efectos de aplicación de esta Instrucción, para evaluar el efecto de la acción térmica se considerarán lo siguientes tipos de tablero:

- Tipo1: Tableros de acero con sección transversal en cajón, viga armada o celosía.
- Tipo 2: Tableros mixtos compuestos por acero estructural y hormigón armado o pretensado (conectados de forma que ambos materiales trabajen de forma solidaria).
- Tipo 3: Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones.

Los valores representativos de la acción térmica se evaluarán considerando la componente uniforme de temperatura y las componentes de la diferencia de temperatura vertical y horizontal.

A efectos del trabajo, se considerará un tablero Tipo 3, de hormigón, pretensado y armado, en cajón.

4.2.3.1.1. Componente uniforme de la temperatura del tablero

4.2.3.1.1.1. Temperatura máxima y mínima del aire

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del paso superior.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{max} depende del clima del lugar y de la altitud y, para un periodo de retorno de 50 años (lo que equivale a una probabilidad anual de ser excedido de 0.02), será el que se indica en el mapa de isotermas de la Figura 6.

Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{min} se tomará, para un periodo de retorno de 50 años, el que se deduce de la Tabla 4 en función de la altitud del emplazamiento y de la zona climática invernal que se deduce de la Figura 7.

Para periodos de retorno diferentes de 50 años, se deben ajustar los valores de $T_{max,p}$ y $T_{min,p}$ según las expresiones siguientes:

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

$$T_{min,p} = T_{min} \{k_3 + k_4 \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

Siendo p el inverso del periodo de retorno y considerando para los coeficientes los valores: $k_1=0.781$; $k_2=0.056$; $k_3=0.393$ y $k_4=0.156$.

Para situaciones persistentes, se considerará un periodo de retorno de 100 años (p=0.01).

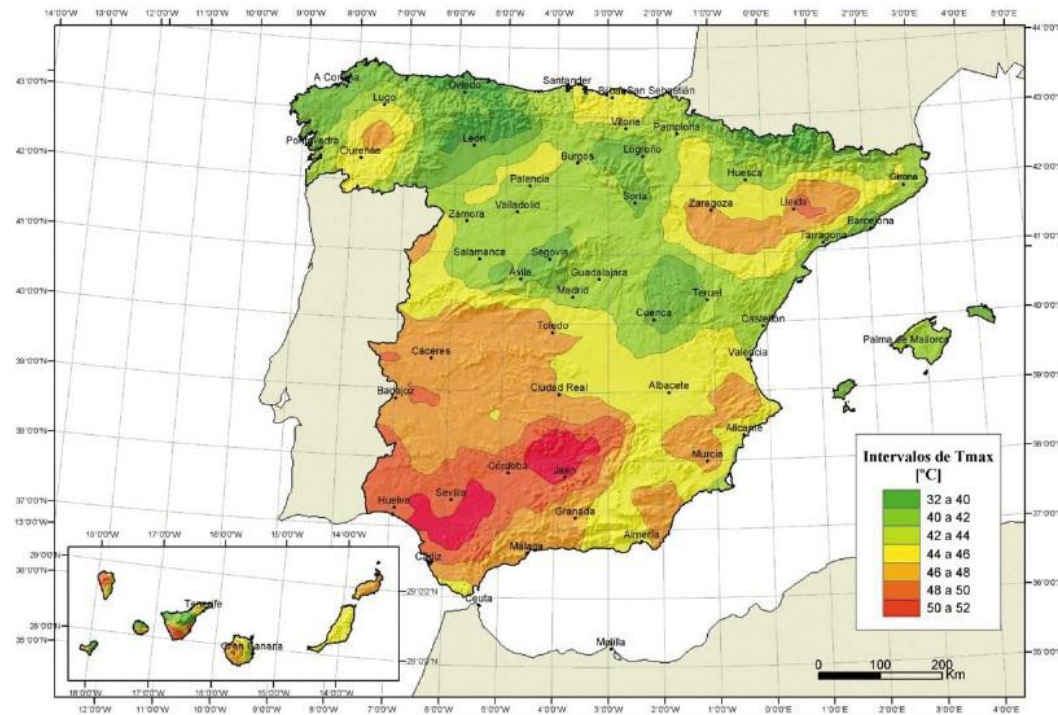


Figura 6 – Isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} (°C)



Figura 7 – Zonas climáticas de invierno

Con lo visto en las figuras y tablas anteriores, se puede decir que el emplazamiento de la obra es el correspondiente al Término Municipal de Lliria, situada a 164 metros de altitud, correspondiente a la Zona Climática 5, según la Figura 7. A esto se le corresponde una temperatura máxima de entre 40-42 °C y una temperatura mínima de -7.5 °C.

Con estos datos obtenidos, se pueden calcular las temperaturas máximas y mínimas para un periodo de retorno de 100 años:

$$T_{max,p} = 42\{0.781 - 0.056 \ln[-\ln(1 - 0.01)]\} \rightarrow T_{max,p} = 43.62 \text{ °C}$$

$$T_{min,p} = -7.5\{0.393 + 0.156 \ln[-\ln(1 - 0.01)]\} \rightarrow T_{min,p} = 2.43 \text{ °C}$$

4.2.3.1.1.2. Componente uniforme de temperatura

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo $T_{e,min}$ y un valor máximo $T_{e,max}$ que se determinarán a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones siguientes:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

donde:

T_{min} valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento de la obra con el ajuste correspondiente al periodo de retorno elegido.

ALTITUD [m]	ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Tabla 4 – Temperatura mínima anual del aire, T_{min} (°C)

T_{max} valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento de la obra con el ajuste correspondiente al periodo de retorno elegido.

$\Delta T_{e,max}$ y $\Delta T_{e,min}$ son valores indicados en la Tabla 5.

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{e,max}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Tabla 5 – Valores de $\Delta T_{e,max}$ y $\Delta T_{e,min}$ para el cálculo de la componente uniforme de temperatura

Con todos los datos obtenidos, se puede calcular las temperaturas efectivas:

$$T_{e,min} = 2.43 + 8 \rightarrow T_{e,min} = 10.43^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = 43.62 + 2 \rightarrow T_{e,max} = 45.62^{\circ}\text{C}$$

4.2.3.1.1.3. Rango de la componente uniforme de temperatura

La variación de la componente uniforme de temperatura ocasionará, en una estructura sin coacción al movimiento, un cambio en la longitud del elemento. Teniendo en cuenta lo indicado en el apartado anterior, el rango de variación de la componente uniforme de temperatura en el tablero será:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 45.62 - 10.43 \rightarrow \Delta T_N = 35.19^{\circ}\text{C}$$

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial T_0 (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero, según lo indicado en los párrafos siguientes.

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción $\Delta T_{N,con}$ será:

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

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en dilatación $\Delta T_{N,exp}$ será:

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

En caso de que no sea posible establecer la temperatura inicial T_0 del elemento en el momento de coaccionar su movimiento, ésta se tomará igual a la temperatura media de dicho elemento durante el periodo de su construcción y, en ausencia de esta información, podrá tomarse un valor $T_0=15^{\circ}\text{C}$.

Así mismo, se puede decir:

$$\Delta T_{N,con} = 15 - 10.43 \rightarrow \Delta T_{N,con} = 4.57^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = 45.62 - 15 \rightarrow \Delta T_{N,exp} = 30.62^{\circ}\text{C}$$

El dimensionamiento de los aparatos de apoyo y de las juntas de dilatación se realizará considerando como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con} + 15)^{\circ}\text{C}$, y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,exp} + 15)^{\circ}\text{C}$.

Podrá considerarse como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de $(\Delta T_{N,con} + 5)^{\circ}\text{C}$ y como máxima variación de dilatación el valor de $(\Delta T_{N,exp} + 5)^{\circ}\text{C}$, en los siguientes casos:

- En los apoyos, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto reajustar, una vez concluida la ejecución, las holguras de los apoyos para una temperatura igual a T_0 .
- En el caso de la junta de dilatación, cuando el proyecto especifique la temperatura de colocación, o bien cuando esté previsto realizar una operación de reglado de la misma previamente a su colocación.

En el cálculo de los recorridos de apoyos y juntas se tendrán en cuenta las posibles variaciones de sustentación horizontal del tablero a lo largo de la construcción, puesto que pueden afectar a la magnitud y al sentido de los desplazamientos horizontales a considerar en función de la ubicación del punto fijo en cada fase de construcción.

4.2.3.1.2. Componente de la diferencia de temperatura

4.2.3.1.2.1. Diferencia vertical

A efectos de este Trabajo Fin de Grado, el tablero a considerar es un tablero Tipo 3 (Tablero de hormigón pretensado y hormigón armado).

A lo largo de un periodo de tiempo determinado, el calentamiento y enfriamiento de la cara superior del tablero da lugar a una variación de temperatura en la altura de la sección transversal que tendrá un valor de máximo calentamiento (cara superior más caliente) y un valor máximo de enfriamiento (cara superior más fría).

El efecto de la diferencia vertical de temperatura se debe considerar mediante el empleo de una componente lineal equivalente de la diferencia de temperatura con $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$. Estos valores son diferencias de temperatura éntrelas fibras superiores e inferiores del tablero.

Para el tablero propuesto en el Trabajo Fin de Grado (Tablero Tipo 3), los valores de $\Delta T_{M,heat}$ y $\Delta T_{M,cool}$ serán los que figuran en la Tabla 6.

TIPO DE TABLERO	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
— Sección cajón	10	5
— Sección de vigas	15	8
— Sección losa	15	8

Tabla 6 – Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3

4.2.3.1.2.2. Diferencia horizontal

La diferencia horizontal de temperatura no está considerada en este Trabajo Fin de Grado.

4.3. Acciones accidentales

4.3.1. Impactos

4.3.1.1. Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural del puente

Según se dispone en la Instrucción IAP-11, no será necesario considerar la acción del impacto de vehículos contra un elemento de sustentación del puente cuando la distancia entre éste y el borde de la calzada sea superior a lo indicado al respecto en la reglamentación relativa a barreras de seguridad de la Dirección General de Carreteras, o cuando, de acuerdo con esta misma reglamentación, se disponga la protección adecuada.

Por tanto, en este Trabajo Fin de Grado, no se tendrá en cuenta el impacto de vehículos sobre elementos de sustentación del paso superior.

Tampoco se tendrá en cuenta el impacto de camiones sobre la parte inferior del tablero, puesto que la altura libre por debajo del puente es superior al gálibo vertical mínimo reglamentario.

4.3.1.2. Impacto contra sistemas de contención de vehículos

Según se dispone en la IAP-11, a efectos del proyecto estructural, el impacto de un vehículo contra el sistema de contención, se asimilará a una carga estática compuesta por una fuerza horizontal transversal y un momento de eje longitudinal concomitante, aplicados en la zona de conexión entre el elemento de contención y la estructura.

Se tomará para esta acción el valor de las fuerzas y momentos máximos, que facilitará a estos efectos el fabricante del sistema de contención, definidos en la normativa correspondiente.

Para el dimensionamiento local de los detalles constructivos en la zona del tablero en la que se conecta el elemento de contención, se considerará una acción accidental igual a 1.5 veces el valor de la acción considerada en el párrafo anterior, con el objeto de asegurar que, bajo el impacto de un vehículo contra el pretil, el tablero no resulte dañado. A efectos de este dimensionamiento local, dicha acción accidental no se combinará con ninguna acción variable.

El tipo de sistema de contención de vehículos se especifica en el Anejo de Diseño de Equipamientos de este Trabajo Fin de Grado.

4.3.2. Acción sísmica

La acción sísmica se considerará en el proyecto de puentes de acuerdo con las preinscripciones recogidas en la vigente Norma de Construcción Sismorresistente de Puentes (NCSP-07).

Dentro de esta Norma, los puentes se pueden clasificar en tres categorías:

- Puentes de importancia moderada: se podrán incluir en esta categoría aquellos puentes o estructuras en los que la consideración de la acción sísmica no sea económicamente justificable, siempre que no sean críticos para el mantenimiento de las comunicaciones. En general, los puentes de la red de carreteras del Estado no se considerarán incluidos en esta categoría, salvo que se justifique adecuadamente y se autorice de forma expresa por la Dirección General de Carreteras.

- Puentes de importancia normal: aquellos cuya destrucción puede interrumpir un servicio necesario para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas sin que, en ningún caso, se trate de un servicio imprescindible o pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Se incluyen en este grupo, en general, todos los puentes de la red de carreteras del Estado que no estén incluidos en la categoría de puentes de importancia especial. En concreto, son puentes de importancia normal los pasos superiores, los pasos inferiores, los falsos túneles, las pasarelas y las pequeñas obras de paso pertenecientes a la red de alta capacidad, salvo que concorra alguna de las circunstancias citadas en el apartado siguiente.

- Puentes de importancia especial: aquellos cuya destrucción puede interrumpir un servicio imprescindible después de haber ocurrido un terremoto, o aumentar los daños del mismo por efectos catastróficos. Se considerarán incluidos en este grupo los que así se estime la autoridad competente y, al menos, los siguientes:
 - Puentes situados en las calzadas principales de la red de alta capacidad (autovías y autopistas) y en las carreteras convencionales y vías de servicio cuya IMD sea superior a 7000 vehículos/día.
 - Puentes que soportan líneas de servicio básicos (conducciones eléctricas, de agua, etc.).
 - Puentes situados en los accesos principales a núcleos urbanos y puentes urbanos situados en arterias o vías principales.
 - Puentes situados en vías (incluyendo pasos superiores e inferiores sobre las mismas) que den acceso a los siguientes tipos de instalaciones:
 - Hospitales y centros sanitarios.
 - Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria.
 - Instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
 - Puertos y aeropuertos de interés general del Estado.
 - Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones: radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
 - Edificaciones donde esté previsto albergar los centros de organización y coordinación en caso de un terremoto destructivo.
 - Parques de maquinaria o almacenes que alojen instrumental o maquinaria imprescindible para la ayuda inmediata.
 - Grandes presas y sus instalaciones básicas.
 - Edificios donde existan acumuladas materias tóxicas, inflamables o explosivas.
 - Centrales nucleares o instalaciones donde se procesen materiales radiactivos.

Con todo lo expuesto anteriormente, se puede decir que la estructura objeto de este Trabajo Fin de Grado se puede englobar dentro de los puentes de importancia normal.

Según la NCSP-07, no es necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración básica del emplazamiento o de cálculo sea menor a 0.04g.

En el Anejo nº 1 de la NCSP-07 se dan las aceleraciones básicas por municipios. El Término Municipal de Lliria posee una $a_b = 0.05g$.

4.3.2.1. Aceleración de cálculo

La aceleración de cálculo se puede calcular según la siguiente expresión:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

- a_b aceleración sísmica básica.
- ρ coeficiente adimensional de riesgo, producto de Y_I e Y_{II} .
- Y_I factor de importancia según el tipo de puente. Se puede adoptar un valor igual a 1.0.
- Y_{II} factor modificador para considerar un periodo de retorno diferente de 500 años. A falta de un estudio conciso puede adoptarse de forma aproximada como:

$$Y_{II} = \left(\frac{p}{500}\right)^{0.4} \rightarrow Y_{II} = 0.525$$

- C coeficiente dependiente del tipo de terreno. El paso superior a proyectar se encuentra sobre un terreno granular con intercalaciones decimétricas de suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme, por lo que según la clasificación, el terreno sobre el que se sitúa el paso superior es un terreno tipo III.

Tipo de terreno	Coficiente C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Figura 8 – Clasificación según el tipo de terreno

- S coeficiente de amplificación del terreno. Cuando $\rho * a_b < 0.1g$.

$$S = C / 1.25 = 1.28$$

Por tanto:

$$a_c = 0.525 \cdot 1.28 \cdot 0.05g = 0.033g < 0.04g$$

En conclusión, se puede confirmar que en este Trabajo Fin de Grado no se tendrá en cuenta la acción sísmica.

5. BASES DE CÁLCULO PARA LA COMBINACIÓN DE ACCIONES

5.1. Valores representativos de las acciones

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la verificación de los estados límite. El principal valor representativo de las acciones es su valor característico, que son los que figuran en los apartados anteriores.

5.1.1. Valor representativo de acciones permanentes

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico G_k o G_k^* .

En el caso del peso del pavimento y de tuberías u otros servicios situados en el puente, se tomarán dos valores característicos, $G_{k,sup}$ y $G_{k,inf}$.

Para las acciones permanentes de valor no constante, el valor característico será el correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación.

5.1.2. Valor representativo de acciones variables

Para cada una de las acciones variables, excepto el tren de carga de fatiga, además de su valor característico, se considerarán los siguientes valores representativos, según la comprobación que se trate:

- Valor de combinación $\Psi_0 Q_k$: será el valor de la combinación cuando actúe con alguna otra acción variable, para tener en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones independientes. Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situaciones persistente o transitoria y de estados límite de servicio irreversibles.
- Valor frecuente $\Psi_1 Q_k$: será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante un periodo de corta duración respecto a la vida útil del puente. Corresponde a un periodo de retorno de una semana. Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite últimos en situaciones accidental y de estados límite de servicio reversibles.
- Valor casi-permanente $\Psi_2 Q_k$: será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del paso superior. Este valor se utilizará también en las comprobaciones de estados límite últimos en situaciones accidental y de estados límite de servicio reversibles, además de en la evaluación de los efectos diferidos.

El valor de los factores de simultaneidad Ψ será diferente según la acción que se trate. Se adoptarán los valores recogidos en la Tabla 7.

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	Vehículos pesados	0,75	0,75	0	
	gr 1, Cargas verticales				
	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	
Sobrecarga de uso en pasarelas	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	$Q_{Sn,k}$	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	

Tabla 7 – Factores de simultaneidad Ψ

5.2. Valor de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de las acciones se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial γ_F . Estos coeficientes tendrán valores diferentes según la situación de proyecto de la que se trate y según el estado límite objeto de comprobación.

ACCIÓN	EFECTO		
	ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR	
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Tabla 8 – Coeficientes parciales para las acciones γ_F

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

Tabla 9 – Coeficientes parciales para las acciones γ_F

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

Tabla 10 – Coeficientes parciales para las acciones γ_F

5.3. Combinación de acciones

Para cada situación de proyecto se identificarán las hipótesis de carga críticas y, para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtendrá combinando las acciones que pueden actuar simultáneamente, según los criterios generales que se indican a continuación.

5.3.1. Combinaciones para comprobaciones en ELU

Las combinaciones de acciones a tener en cuenta para las verificaciones en ELU, excluida la fatiga, serán las indicadas a continuación.

5.3.1.1. Situación persistente o transitoria

La combinación de acciones se hará de acuerdo con la expresión siguiente (combinación fundamental):

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

donde:

- $G_{k,j}$ valor característico de cada acción permanente.
- $G^*_{k,m}$ valor característico de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$ valor característico de la acción variable dominante.

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

γ_G, γ_Q coeficientes parciales.

Deberán realizarse tantas hipótesis o combinaciones como sea necesario, considerando, en cada una de ellas, una de las acciones variables como dominante y el resto como concomitantes.

5.3.1.2. Situación accidental

La combinación de acciones en situación accidental se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

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

donde:

- $G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente.
- $G^*_{k,m}$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental.
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes.
- A_d valor de cálculo de la acción accidental.

En general, en situación accidental, no se considerará la actuación del viento ni de la nieve.

5.3.1.3. Situación sísmica

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G^*_{k,m} + \gamma_{Q,1} \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

donde:

- $G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente.
- $G^*_{k,m}$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según la Tabla 7).
- A_{Ed} valor de cálculo de la acción sísmica.

5.3.2. Combinaciones para comprobaciones en ELS

Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación.

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

Esta combinación, que coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles.

- Combinación frecuente:

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

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles.

- Combinación casi – permanente:

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

Esta combinación se utiliza también para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos.

6. MATERIALES

En este apartado se resumirán las características de los materiales empleados en la estructura.

6.1. Hormigón

6.1.1. Vigas longitudinales

La resistencia característica del hormigón de las vigas longitudinales será de 40 MPa. Tendrá una tipificación HP-40/B/20/IIb.

- Resistencia de proyecto a compresión $f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$
- Coeficiente parcial de seguridad del hormigón en ELU 1.50
- Resistencia de cálculo del hormigón a compresión $f_{cd} = 26.67 \text{ MPa}$
- Resistencia media del hormigón a compresión $f_{cm} = 48 \text{ MPa}$
- Resistencia característica inferior de tracción $f_{ct,k} = 2.46 \text{ MPa}$
- Resistencia media a tracción $f_{ct,m} = 3.51 \text{ MPa}$
- Resistencia de cálculo del hormigón a tracción $f_{ct,d} = 1.50 \text{ MPa}$
- Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante $E = 29778.88 \text{ MPa}$
- Módulo de deformación longitudinal tangente $E_0 = 35033.98 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson 0.2
- Coeficiente de dilatación térmica 0.00001

6.1.2. Losa superior

La resistencia característica del hormigón de la losa superior será de 30 MPa. Tendrá una tipificación HA-30/B20/IIb

- Resistencia de proyecto a compresión $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$
- Coeficiente parcial de seguridad del hormigón en ELU 1.50
- Resistencia de cálculo del hormigón a compresión $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$
- Resistencia media del hormigón a compresión $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
- Resistencia característica inferior de tracción $f_{ct,k} = 2.03 \text{ MPa}$
- Resistencia media a tracción $f_{ct,m} = 2.9 \text{ MPa}$
- Resistencia de cálculo del hormigón a tracción $f_{ct,d} = 1.35 \text{ MPa}$
- Módulo instantáneo de deformación longitudinal secante $E = 29778.88 \text{ MPa}$
- Módulo de deformación longitudinal tangente $E_0 = 35033.98 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson 0.2
- Coeficiente de dilatación térmica 0.00001

6.2. Armadura pasiva

Las armaduras empleadas son barras corrugadas de acero B-500S, siendo los valores de cálculos los indicados a continuación.

- Coeficiente de seguridad parcial en ELU 1.15
- Límite elástico característico $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$
- Resistencia de cálculo $f_{sd} = 434.78 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad $E = 200000 \text{ MPa}$

6.3. Armadura activa

- Límite elástico $f_{py} = 1700 \text{ MPa}$
- Tensión de rotura (valor característico) 1860 MPa
- Coeficiente de seguridad del material 1.15
- Límite elástico (valor de cálculo) 1478 MPa
- Módulo de deformación del acero 200000 MPa
- Penetración de cuñas 5 mm
- Coeficiente de relajación del acero a 10^5 horas 0.05

7. CÁLCULO DEL TABLERO

7.1. Cálculo de la armadura activa

El procedimiento seguido para calcular la armadura activa ha sido el siguiente: se obtuvieron las envolventes de esfuerzos para todas las acciones sin considerar la acción del pretensado y que se han obtenido a través del programa informático SAP 2000. Con los esfuerzos obtenidos y siguiendo el método de los diagramas de Magnel, aprendido en la asignatura de 3º curso Hormigón Estructural, se obtuvo la fuerza de tesado, pérdidas, huso de paso y trazado medio de los cables.

Una vez calculado todo lo anterior, se introdujo el trazado del pretensado y la fuerza de tesado en el programa informático SAP2000, con lo que finalmente se obtuvieron las envolventes definitivas para el cálculo de los estados límite.

7.1.1. Predimensionamiento de la armadura activa

Lo importante para la realización un pretensado adecuado es conocer el proceso constructivo del puente. En el caso de este Trabajo Fin de Grado, las vigas longitudinales serán prefabricadas y transportadas al emplazamiento de la obra mediante camiones. La geometría de las vigas será de dos vigas artesas en cajón, en forma de U. Se procederá al tesado de las vigas antes del hormigonado.

Puesto que el tablero consta de tres vanos, dos de ellos iguales, se analizarán dos vanos, uno de 24 metros y otro de 30.5 metros.

El dimensionamiento del pretensado se hará requiriendo que se cumplan las siguientes condiciones:

- Fisuras por compresión: la tensión máxima en el hormigón para la combinación más desfavorable, no puede superar el valor de $0.6 f_{ck}$.
- Fisuras por tracción: esta comprobación se realizará para el estado límite de descompresión, lo que significa que se dimensionará para que no aparezcan tracciones en la combinación frecuente.

El proceso de cálculo será el siguiente: con la envolvente de esfuerzos se obtendrán las secciones determinantes; para dichas secciones se calculará el pretensado mínimo, sus respectivas excentricidades y la excentricidad de los cables en cada una de las secciones determinantes. Calculadas las excentricidades, se podrá calcular el trazado de dichos cables.

Además, también se calcularán las pérdidas de pretensado, para el que se estimarán unos valores del 10 % en las pérdidas instantáneas y un 15 % de pérdidas diferidas referidas al pretensado característico inicial.

Así mismo, se calcularán las envolventes de esfuerzos para los dos vanos mencionados anteriormente:

7.1.1.1. Vano de 24 metros

El vano de 24 metros es de canto constante, con lo que se realizará el cálculo de pretensado para la sección más desfavorable, es decir, la sección de centro – luz.

Las características mecánicas de dicha sección son:

- $A = 6.8553 \text{ m}^2$
- $I = 4.6436 \text{ m}^4$
- $h = 2.4727 \text{ m}$
- $v_1 = 0.7379 \text{ m}$
- $v_2 = -1.7348 \text{ m}$

La envolvente de esfuerzos queda de la siguiente forma:

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS				
X (m)	M_{max}^F	M_{min}^F	M_{max}	M_{min}
0	0	0	0	0
1	3036.1816	1970.87	3820.9263	1970.87
2	5829.1906	3770.36	7361.7720	3770.36
3	8379.7190	5398.47	10622.5371	5398.47
4	10685.6908	6855.20	13603.2218	6855.20
5	12749.1820	8140.55	16303.8259	8140.55
6	14569.5005	9254.52	18724.3494	9254.52
7	16146.6465	10197.11	20864.7924	10197.11
8	17480.6198	10968.32	22725.1548	10968.32
9	18571.4205	11568.15	24305.4367	11568.15
10	19419.0486	11996.60	25605.6381	11996.60
11	20023.5042	12253.67	26600.3241	12253.67
12	20240.8882	12339.36	27005.7992	12339.36
13	20023.5042	12253.67	26600.3241	12253.67
14	19419.0486	11996.60	25605.6381	11996.60
15	18571.4205	11568.15	24305.4367	11568.15
16	17480.6198	10968.32	22725.1548	10968.32
17	16146.6465	10197.11	20864.7924	10197.11
18	14569.5005	9254.52	18724.3494	9254.52
19	12749.1820	8140.55	16303.8259	8140.55
20	10685.6908	6855.20	13603.2218	6855.20
21	8379.7190	5398.47	10622.5371	5398.47
22	5829.1906	3770.36	7361.7720	3770.36
23	3036.1816	1970.87	3820.9263	1970.87
24	0	0	0	0

Las combinaciones de acciones a realizar para buscar la fuerza de pretensado inicial serán la combinación poco probable y la combinación frecuente.

- Combinación poco probable:
 - $M_{max} = 27005.7992 \text{ KN} \cdot \text{m}$
 - $M_{min} = 12339.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Combinación frecuente:
 - $M_{max}^F = 20240.8882 \text{ KN} \cdot \text{m}$
 - $M_{min}^F = 12339.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Con estas combinaciones, se obtiene dos valores de pretensado, un pretensado mínimo (P_{min}) y un pretensado máximo (P_{max}).

- $P_{min} = 13801.588 \text{ KN}$
- $P_{max} = 18411.095 \text{ KN}$

A partir de estos valores, se puede obtener el área mínima de armadura activa necesaria:

$$A_p \geq \frac{P_{max}}{\sigma_p}$$

siendo $\sigma_p = \min\{0.7 f_{p,max,k} ; 0.85 f_{pk}\}$ ($f_{p,max,k} = 1860 \text{ MPa}$ y $f_{pk} = 0.9 f_{p,max,k} = 1674 \text{ MPa}$)

$$\sigma_p = 1302 \text{ MPa}$$

Con esto, la armadura mínima necesaria será $A_p \geq 14140.62596 \text{ mm}^2$.

Con esto se puede decir que se necesita un mínimo de 6 tendones en total, 3 en cada viga longitudinal. Estos tendones tienen las siguientes características:

- Cada tendón está formado por 33 cordones de 0.5".
- Área de cada tendón de 3300 mm^2 .
- Resistencia a rotura mínima garantizada de 6138 KN.
- Diámetro interior de la vaina de 110 mm.
- Diámetro exterior de la vaina de 115 mm.

La fuerza de tesado de cada cable será del 80 % de la resistencia a rotura mínima, es decir de 4910.4 KN por tendón. Con esto, la fuerza de tesado inicial total será de 14731.2 KN en cada viga longitudinal.

El trazado medio del cable en alzado será recto, a una distancia de 1.6273 metros por debajo del centro de gravedad de la sección transversal. El trazado medio del cable en planta también será recto.

7.1.1.2. Vano de 30.5 metros

El vano de 30.5 metros es de canto constante, con lo que se realizará el cálculo de pretensado para la sección más desfavorable, es decir, la sección de centro – luz.

Las características mecánicas de dicha sección son:

- $A = 6.8553 \text{ m}^2$

- $I = 4.6436 \text{ m}^4$
- $h = 2.4727 \text{ m}$
- $v_1 = 0.7379 \text{ m}$
- $v_2 = -1.7348 \text{ m}$

La envolvente de esfuerzos queda de la siguiente manera:

ENVOLVENTE DE ESFUERZOS				
X (m)	M_{max}^F	M_{min}^F	M_{max}	M_{min}
0	0	0	0	0
1	3825.7479	2527.855	4737.4899	2527.855
2	7408.4373	4884.330	9194.5216	4884.330
3	10748.0680	7069.425	13371.0951	7069.425
4	13844.6402	9083.140	17267.2104	9083.140
5	16698.1537	10925.475	20882.8674	10925.475
6	19308.6087	12596.430	24218.0663	12596.430
7	24676.0051	14096.005	27272.8069	14096.005
8	23800.3428	15424.200	30047.0892	15424.200
9	25681.6220	16581.015	32540.9134	16581.015
10	27319.8426	17566.450	34754.2793	17566.450
11	28715.0045	18380.505	36687.1870	18380.505
12	29867.1079	19023.180	38339.6365	19023.180
13	30776.1527	19494.475	39711.6278	19494.475
14	31442.1389	19794.390	40803.1608	19794.390
15	31784.8258	19922.925	41408.5734	19922.925
15.5	31789.6896	19922.925	41414.1856	19922.925
16	31683.9850	19880.080	41243.7555	19880.080
17	31139.5281	19665.855	40292.4516	19665.855
18	30352.0126	19280.250	39060.6894	19280.250
19	29321.4386	18723.265	37548.4690	18723.265
20	28047.8059	17994.900	35755.7905	17994.900
21	26531.1146	17095.155	33682.6536	17095.155
22	24771.3647	16024.030	31329.0586	16024.030
23	22768.5563	14781.525	28695.0053	14781.525
24	20522.6892	13367.640	25780.4938	13367.640
25	18033.7635	11782.375	22585.5241	11782.375
26	15301.7793	10025.730	19110.0962	10025.730
27	12326.7364	8097.705	15354.2100	8097.705
28	9108.6350	5998.300	11317.8657	5998.300
29	5647.4749	3727.515	7001.0631	3727.515
30	1943.2563	1285.35	2403.8022	1285.35
30.5	0	0	0	0

Las combinaciones de acciones a realizar para buscar la fuerza de pretensado inicial serán la combinación poco probable y la combinación frecuente.

- Combinación poco probable:
 - $M_{max} = 41414.1856 \text{ KN} \cdot \text{m}$
 - $M_{min} = 19922.925 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Combinación frecuente:

- $M_{max}^F = 31789.686 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $M_{min}^F = 19922.925 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Con estas combinaciones, se obtiene dos valores de pretensado, un pretensado mínimo (Pmin) y un pretensado máximo (Pmax).

- $P_{min} = 15753.991 \text{ KN}$
- $P_{max} = 28091.303 \text{ KN}$

A partir de estos valores, se puede obtener el área mínima de armadura activa necesaria:

$$A_p \geq \frac{P_{max}}{\sigma_p}$$

siendo $\sigma_p = \min\{0.7 f_{p,max,k}; 0.85 f_{pk}\}$ ($f_{p,max,k} = 1860 \text{ MPa}$ y $f_{pk} = 0.9 f_{p,max,k} = 1674 \text{ MPa}$)

$$\sigma_p = 1302 \text{ MPa}$$

Con esto, la armadura mínima necesaria será $A_p \geq 21575.5 \text{ mm}^2$.

Con esto se puede decir que se necesita un mínimo de 8 tendones en total, 4 en cada viga longitudinal. Estos tendones tienen las siguientes características:

- Cada tendón está formado por 33 cordones de 0.5".
- Área de cada tendón de 3300 mm^2 .
- Resistencia a rotura mínima garantizada de 6138 KN.
- Diámetro interior de la vaina de 110 mm.
- Diámetro exterior de la vaina de 115 mm.

La fuerza de tesado de cada cable será del 80 % de la resistencia a rotura mínima, es decir de 4910.4 KN por tendón. Con esto, la fuerza de tesado inicial total será de 19641.6 KN en cada viga longitudinal.

El trazado medio del cable en alzado será recto, a una distancia de 1.6273 metros por debajo del centro de gravedad de la sección transversal. El trazado medio del cable en planta también será recto.

7.1.2. Pérdidas del pretensado

Se debe comprobar que las hipótesis realizadas a la hora de plantear el cálculo de la armadura activa son correctas, para ello se obtendrán tanto las pérdidas instantáneas como las pérdidas diferidas y se compararán con lo supuesto en el enunciado. Se realizarán en general respecto al trazado medio.

Al tener diferentes longitudes, áreas de tendones, etc cada vano, se deben estudiar las pérdidas por separado.

7.1.2.1. Vano de 24 metros

7.1.2.1.1. Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado así como durante la transferencia del pretensado. El valor de estas pérdidas son:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2$$

donde:

ΔP_1 Pérdidas por penetración de cuñas.

ΔP_2 Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

Al ser una armadura activa pretesa, es decir, se tesa la armadura antes de la transferencia al hormigón, se deben realizar las pérdidas mencionadas anteriormente, además de las pérdidas por relajación a temperatura ambiente, pérdidas por relajación adicional debida al proceso de calefacción y pérdidas por dilatación térmica de la armadura debida al proceso de calefacción, incluidas dentro de las pérdidas diferidas.

7.1.2.1.1.1. Pérdidas por penetración de cuñas

Las pérdidas por penetración de cuñas se pueden deducir de la siguiente expresión:

$$\Delta P_1 = \frac{a \cdot E_p \cdot A_p}{L}$$

siendo:

a Penetración de las cuñas, con valor igual a 5 mm.

E_p Módulo de deformación de la armadura activa.

A_p Área total de los tendones.

Con esto se tiene que $\Delta P_1 = 783.75 \text{ KN}$, siendo constante a lo largo del cable.

7.1.2.1.1.2. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

El valor de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón se pueden calcular, puesto que los tendones se tesan sucesivamente en una operación, admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento uniforme, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P_2 = P_{max,a} \left(\frac{1}{A_h} + \frac{v_p^2}{I_h} \right) \frac{E_p \cdot A_p}{E_c}$$

siendo:

$P_{max,a}$ Fuerza de tesado descontando las pérdidas por penetración de cuñas.

v_p Distancia desde el centro de gravedad hasta el centro de la sección del tendón.

E_c Módulo de deformación del hormigón, con expresión:

$$E_c = E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)$$

Con todos los valores definidos, se puede decir que las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón tienen un valor de $\Delta P_2 = 513.041 \text{ KN}$, siendo constante a lo largo del cable.

7.1.2.1.2. Pérdidas diferidas

Las pérdidas diferidas son aquellas que se producen a lo largo de tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras.

La fluencia del hormigón y la relajación del acero están influenciadas por las propias pérdidas y, por lo tanto, resulta imprescindible considerar este efecto interactivo.

Siempre que no se realice un estudio más detallado de la interacción de estos fenómenos, las pérdidas diferidas pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\Delta P_{c+r+s} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_p^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi(t, t_0))}$$

siendo:

e_p Distancia del centro de gravedad de las armaduras al centro de gravedad de la sección.

$\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento de tesado (t_0).

ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.

σ_{pr} Pérdida por relajación del acero a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_{pr} = \rho_F \cdot \frac{P_{m0}}{A_p}$$

siendo ρ_F el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito, A_p el área total de las armaduras activas y P_{m0} el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando las pérdidas instantáneas.

$\sigma_{c,QP}$ Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta. Se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,QP} = \frac{P_{m0}}{A} + \frac{P_{m0} \cdot e_p + M_g + \sum M_k}{I} \cdot e_p$$

A continuación se describe la obtención de los términos más complejos de la fórmula de las pérdidas diferidas:

7.1.2.1.2.1. Deformación por retracción

La retracción total está compuesta por la retracción autógena y la retracción de secado. La deformación de retracción autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón, mientras que la retracción de secado se desarrolla lentamente.

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

donde:

ε_{cd} Deformación de retracción por secado.

ε_{ca} Deformación de retracción autógena.

La componente de secado puede calcularse a lo largo del tiempo como:

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

donde:

t Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días.

t_s Edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días.

k_e Al ser el espesor medio mayor de 500 mm, el coeficiente toma un valor igual a 0.70.

β_{ds} Coeficiente de evolución temporal que se obtiene mediante:

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

e

$\varepsilon_{cd,\infty}$ Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Se deduce de la siguiente expresión

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

Para estructuras al aire:

$$\beta_{HR} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right]$$

donde:

HR Humedad relativa en tanto por ciento.

f_{cm0} 10 N/mm².

α_{ds1} y α_{ds2} Dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento. Como es un endurecimiento normal, se tomarán los valores $\alpha_{ds1} = 4$ y $\alpha_{ds2} = 0.12$.

Por otra parte, la componente autógena puede calcularse como:

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

donde:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

A continuación se presenta una tabla con los valores más destacables:

$\varepsilon_{cd,\infty}$	$\varepsilon_{cd}(t)$	$\varepsilon_{ca,\infty}$	$\beta_{as}(t)$	$\varepsilon_{ca}(t)$	ε_{cs}
2.826E-04	2.813E-04	7.500E-05	6.530E-01	4.897E-05	3.3027E-04

7.1.2.1.2.2. Coeficiente de fluencia

El coeficiente de fluencia puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

donde:

φ_0 Coeficiente básico de fluencia, dado por la expresión:

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

siendo:

φ_{HR} Coeficiente de influencia de la humedad relativa (HR). Como f_{cm} es 48 MPa y es mayor que 35 MPa, se obtiene de la siguiente expresión:

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

$\beta(f_{cm})$ Factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

$\beta(t_0)$ Factor de influencia de la edad de carga (t_0) en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 - t_0^{0.2}}$$

$\beta_c(t - t_0)$ Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo.

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

siendo:

β_H Coeficiente dependiente de la humedad relativa y el espesor medio. Como f_{cm}

tiene valor de 48 MPa y es mayor de 35 MPa, tendrá la siguiente expresión:

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot e + 250 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

y donde α_1, α_2 y α_3 tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón.

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} ; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} ; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

A continuación se muestra una tabla con los valores más relevantes:

φ_{HR}	$\beta(f_{cm})$	$\beta(t_0)$	β_H	$\beta_c(t - t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
1.2290	2.4249	0.5570	721.9988	0.9941	1.6502

Una vez obtenidos todos los coeficientes, y junto a los valores de las tensiones mencionadas anteriormente, pueden obtenerse las pérdidas diferidas a lo largo del cable, que serán constantes.

Así mismo, el valor de las tensiones son:

$$\sigma_{pr} = 71125.275 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{c,QP} = 13856.798 \text{ KN/m}^2$$

Así mismo, con todos los valores definidos se puede calcular el valor de las pérdidas diferidas.

$$\Delta P_{c+r+s} = 3005.796 \text{ KN}$$

siendo este valor constante a lo largo de todo el cable.

7.1.2.2. Vano de 30 metros

7.1.2.2.1. Pérdidas instantáneas

Las pérdidas instantáneas son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado así como durante la transferencia del pretensado. El valor de estas pérdidas es:

$$\Delta P_i = \Delta P_1 + \Delta P_2$$

donde:

ΔP_1 Pérdidas por penetración de cuñas.

ΔP_2 Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón.

Al ser una armadura activa pretesa, es decir, se tesa la armadura antes de la transferencia al hormigón, se deben realizar las pérdidas mencionadas anteriormente, además de las pérdidas por relajación a temperatura ambiente, pérdidas por relajación adicional debida al proceso de calefacción y pérdidas por dilatación térmica de la armadura debida al proceso de calefacción, incluidas dentro de las pérdidas diferidas.

7.1.2.2.1.1. Pérdidas por penetración de cuñas

Las pérdidas por penetración de cuñas se pueden deducir de la siguiente expresión:

$$\Delta P_1 = \frac{a \cdot E_p \cdot A_p}{L}$$

siendo:

- a Penetración de las cuñas, con valor igual a 5 mm.
- E_p Módulo de deformación de la armadura activa.
- A_p Área total de los tendones.

Con esto se tiene que $\Delta P_1 = 822.2985 \text{ KN}$, siendo constante a lo largo del cable.

7.1.2.2.1.2. Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón

El valor de las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón se pueden calcular, puesto que los tendones se tesan sucesivamente en una operación, admitiendo que todos los tendones experimentan un acortamiento uniforme, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P_2 = P_{max,a} \left(\frac{1}{A_h} + \frac{v_p^2}{I_h} \right) \frac{E_p \cdot A_p}{E_c}$$

siendo:

- $P_{max,a}$ Fuerza de tesado descontando las pérdidas por penetración de cuñas.
- v_p Distancia desde el centro de gravedad hasta el centro de la sección del tendón.
- E_c Módulo de deformación del hormigón, con expresión:

$$E_c = E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)$$

Con todos los valores definidos, se puede decir que las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón tienen un valor de $\Delta P_2 = 1308.316 \text{ KN}$, siendo constante a lo largo del cable.

7.1.2.2.2. Pérdidas diferidas

Las pérdidas diferidas son aquellas que se producen a lo largo de tiempo, después de ancladas las armaduras activas. Estas pérdidas se deben esencialmente al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero de tales armaduras.

La fluencia del hormigón y la relajación del acero están influenciadas por las propias pérdidas y, por lo tanto, resulta imprescindible considerar este efecto interactivo.

Siempre que no se realice un estudio más detallado de la interacción de estos fenómenos, las pérdidas diferidas pueden evaluarse de forma aproximada de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\Delta P_{c+r+s} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot e_p^2 \right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi(t, t_0))}$$

siendo:

- e_p Distancia del centro de gravedad de las armaduras al centro de gravedad de la sección.
- $\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento de tesado (t_0).
- ε_{cs} Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado.
- σ_{pr} Pérdida por relajación del acero a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_{pr} = \rho_F \cdot \frac{P_{m0}}{A_p}$$

siendo ρ_F el valor de la relajación a longitud constante a tiempo infinito, A_p el área total de las armaduras activas y P_{m0} el valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontando las pérdidas instantáneas.

- $\sigma_{c,QP}$ Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta. Se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,QP} = \frac{P_{m0}}{A} + \frac{P_{m0} \cdot e_p + M_g + \sum M_k}{I} \cdot e_p$$

A continuación se describe la obtención de los términos más complejos de la fórmula de las pérdidas diferidas:

7.1.2.2.2.1. Deformación por retracción

La retracción total está compuesta por la retracción autógena y la retracción de secado. La deformación de retracción autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón, mientras que la retracción de secado se desarrolla lentamente.

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

donde:

- ε_{cd} Deformación de retracción por secado.
- ε_{ca} Deformación de retracción autógena.

La componente de secado puede calcularse a lo largo del tiempo como:

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

donde:

- t Edad del hormigón en el instante de evaluación, en días.
- t_s Edad del hormigón al comienzo de la retracción, en días.
- ke Al ser el espesor medio mayor de 500 mm, el coeficiente toma un valor igual a 0.70.
- β_{ds} Coeficiente de evolución temporal que se obtiene mediante:

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

- e
- ε_{cd,∞} Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Se deduce de la siguiente expresión

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

Para estructuras al aire:

$$\beta_{HR} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right]$$

donde:

- HR Humedad relativa en tanto por ciento.
- f_{cm0} 10 N/mm².
- α_{ds1} y α_{ds2} Dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento. Como es un endurecimiento normal, se tomarán los valores α_{ds1} = 4 y α_{ds2} = 0.12.

Por otra parte, la componente autógena puede calcularse como:

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

donde:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

A continuación se presenta una tabla con los valores más destacables:

ε _{cd,∞}	ε _{cd} (t)	ε _{ca,∞}	β _{as} (t)	ε _{ca} (t)	ε _{cs}
2.826E-04	2.813E-04	7.500E-05	6.530E-01	4.897E-05	3.3027E-04

7.1.2.2.2. Coeficiente de fluencia

El coeficiente de fluencia puede obtenerse mediante la siguiente fórmula:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

donde:

- φ₀ Coeficiente básico de fluencia, dado por la expresión:

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

siendo:

- φ_{HR} Coeficiente de influencia de la humedad relativa (HR). Como f_{cm} es 48 MPa y es mayor que 35 MPa, se obtiene de la siguiente expresión:

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

- β(f_{cm}) Factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

- β(t₀) Factor de influencia de la edad de carga (t₀) en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 - t_0^{0.2}}$$

- β_c(t - t₀) Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo.

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

siendo:

- β_H Coeficiente dependiente de la humedad relativa y el espesor medio. Como f_{cm} tiene valor de 48 MPa y es mayor de 35 MPa, tendrá la siguiente expresión:

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot e + 250 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$

y donde α₁, α₂ y α₃ tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón.

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} ; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} ; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

A continuación se muestra una tabla con los valores más relevantes:

φ_{HR}	$\beta(f_{cm})$	$\beta(t_0)$	β_H	$\beta_c(t-t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
1.2290	2.4249	0.5570	721.9988	0.9941	1.6502

Una vez obtenidos todos los coeficientes, y junto a los valores de las tensiones mencionadas anteriormente, pueden obtenerse las pérdidas diferidas a lo largo del cable, que serán constantes.

Así mismo, el valor de las tensiones son:

$$\sigma_{pr} = 70364.769 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{c,QP} = 18981.808 \text{ KN/m}^2$$

Así mismo, con todos los valores definidos se puede calcular el valor de las pérdidas diferidas.

$$\Delta P_{c+r+s} = 4291.884 \text{ KN}$$

siendo este valor constante a lo largo de todo el cable.

Con todas las pérdidas calculadas, se puede deducir el pretensado final característico, constante a lo largo de todo el cable, diferenciando entre los dos vanos diferentes.

- Vano de 24 metros: $P_k = 25159.813 \text{ KN}$
- Vano de 30.5 metros: $P_k = 32860.714 \text{ KN}$

7.2. Envolventes de esfuerzos

Una vez introducido el pretensado en el programa de cálculo, se obtienen las envolventes de esfuerzos necesarias para realizar la comprobación de los estados límite.

Se procede de la misma forma que se ha precedido anteriormente, analizando los dos vanos de diferente longitud por separado.

7.2.1. Vano de 24 metros

	ELU			
	SITUACION PERSISTENTE		SITUACION ACCIDENTAL	
	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	0	0
1	5135.6458	2546.6948	4084.0440	2546.6948
2	9895.1077	4871.9139	7842.7270	4871.9139
3	14278.3857	6975.6572	11273.4853	6975.6572
4	18285.4798	8857.9248	14377.1734	8857.9248
5	21916.3899	10528.7166	17153.7914	10528.7166
6	25171.1160	11958.0327	19603.3393	11958.0327
7	28049.6583	13175.8730	21725.8170	13175.8730
8	30552.0166	14172.2376	23521.2246	14172.2376
9	32678.1910	14947.1246	24989.5620	14947.1246
10	34428.1814	15500.5394	26130.8292	15500.5394
11	35801.9880	15832.4767	26945.0264	15832.4767
12	36313.7670	15943.0303	27237.8894	15943.0303
13	35801.9880	15832.4767	26945.0264	15832.4767

14	34428.1814	15500.5394	26130.8292	15500.5394
15	32678.1910	14947.1246	24989.5620	14947.1246
16	30552.0166	14172.2376	23521.2246	14172.2376
17	28049.6583	13175.8730	21725.8170	13175.8730
18	25171.1160	11958.0327	19603.3393	11958.0327
19	21916.3899	10528.7166	17153.7914	10528.7166
20	18285.4798	8857.9248	14377.1734	8857.9248
21	14278.3857	6975.6572	11273.4853	6975.6572
22	9895.1077	4871.9139	7842.7270	4871.9139
23	5135.6458	2546.6948	4084.0440	2546.6948
24	0	0	0	0

	ELS					
	COMB. CARACTERISTICA		COMB. FRECUENTE		COMB. CASI PERMANENTE	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	0	0	0	0
1	3798.2224	2546.6948	3125.8508	2546.6948	2546.6948	2546.6948
2	7318.3083	4871.9139	5809.4274	4871.9139	4871.9139	4871.9139
3	10560.2577	6975.6572	8350.7299	6975.6572	6975.6572	6975.6572
4	13524.0706	8857.9248	10649.7581	8857.9248	8857.9248	8857.9248
5	16209.7471	10518.7166	12706.5122	10518.7166	10518.7166	10518.7166
6	18617.2871	11958.0327	14520.9921	11958.0327	11958.0327	11958.0327
7	20746.6907	13175.873	16093.1978	13175.873	13175.873	13175.873
8	22597.9578	14172.2376	17423.1293	14172.2376	14172.2376	14172.2376
9	24171.0884	14947.1264	18510.7866	14947.1264	14947.1264	14947.1264
10	25466.0825	15550.5394	19356.1698	15550.5394	15550.5394	15550.5394
11	26482.9402	15832.4767	19959.2788	15832.4767	15832.4767	15832.4767
12	26861.7770	15943.0303	20176.2143	15943.0303	15943.0303	15943.0303
13	26482.9402	15832.4767	19959.2788	15832.4767	15832.4767	15832.4767
14	25466.0825	15550.5394	19356.1698	15550.5394	15550.5394	15550.5394
15	24171.0884	14947.1264	18510.7866	14947.1264	14947.1264	14947.1264
16	22597.9578	14172.2376	17423.1293	14172.2376	14172.2376	14172.2376
17	20746.6907	13175.873	16093.1978	13175.873	13175.873	13175.873
18	18617.2871	11958.0327	14520.9921	11958.0327	11958.0327	11958.0327
19	16209.7471	10518.7166	12706.5122	10518.7166	10518.7166	10518.7166
20	13524.0706	8857.9248	10649.7581	8857.9248	8857.9248	8857.9248
21	10560.2577	6975.6572	8350.7299	6975.6572	6975.6572	6975.6572
22	7318.3083	4871.9139	5809.4274	4871.9139	4871.9139	4871.9139
23	3798.2224	2546.6948	3125.8508	2546.6948	2546.6948	2546.6948
24	0	0	0	0	0	0

Los valores mostrados en la tabla anterior, corresponden a todos los elementos del tablero.

7.2.2. Vano de 30.5 metros

	ELU			
	SITUACION PERSISTENTE		SITUACION ACCIDENTAL	
	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	0	0
1	6357.0916	3265.2680	5146.8750	3265.2680
2	12338.1757	6310.2537	9966.8331	6310.2537
3	17943.2522	9133.3227	14459.8745	9133.3227
4	23172.3212	11735.0198	18625.9991	11735.0198
5	28025.3826	14115.3450	22465.2069	14115.3450
6	32502.4365	16274.2982	25977.4979	16274.2982
7	36603.4828	18211.8796	29162.8721	18211.8796
8	40328.5216	19928.0890	32021.3295	19928.0890
9	43677.5528	21422.9265	34552.8702	21422.9265
10	46650.5765	22696.3921	36757.4940	22696.3921
11	49247.5926	23748.4858	38635.2010	23748.4858
12	51468.6012	24579.2076	40185.9913	24579.2076
13	53313.6022	25188.5575	41409.8647	25188.5575
14	54782.5956	25576.5354	42306.8214	25576.5354
15	55597.8972	25746.5654	42768.5176	25746.5654
15.5	55597.8972	25746.5654	42768.5176	25746.5654
16	55376.0895	25687.5099	42632.7059	25687.5099
17	54095.0999	25410.2179	41889.2076	25410.2179
18	52438.1026	24911.5540	40838.7926	24911.5540
19	50405.0978	24191.5182	39451.4607	24191.5182
20	47996.0855	23250.1105	37737.2121	23250.1105
21	42511.0656	22087.3308	35696.0467	22087.3308
22	42050.0382	20703.1792	33327.9645	20703.1792
23	38513.0032	19097.6558	30632.9654	19097.6558
24	34599.9606	17270.7604	27611.0496	17270.7604
25	30310.9105	15222.4931	24262.2170	15222.4931
26	25645.8529	12952.8539	20586.4676	12952.8539
27	20604.7877	10461.8427	16583.8014	10461.8427
28	15187.7149	7749.4597	12254.2184	7749.4597
29	9394.6346	4815.7048	7597.1870	4815.7048
30	3225.5468	1660.5779	2614.3021	1660.5779
30.5	0	0	0	0

	ELS					
	COMB. CARACTERISTICA		COMB. FRECUENTE		COMB. CASI PERMANENTE	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	0	0	0	0
1	4701.3142	3265.2680	3812.5000	3265.2680	3265.2680	3265.2680
2	9124.6223	6310.2537	7382.8394	6310.2537	6310.2537	6310.2537
3	13269.9243	9133.3227	10711.0182	9133.3227	9133.3227	9133.3227
4	17137.2203	11735.0198	13797.0364	11735.0198	11735.0198	11735.0198
5	20726.5102	14115.3450	16640.8940	14115.3450	14115.3450	14115.3450
6	24037.7940	16274.2982	19242.5911	16274.2982	16274.2982	16274.2982
7	27071.0718	18211.8796	21602.1275	18211.8796	18211.8796	18211.8796

8	29826.3436	19928.0890	23719.5034	19928.0890	19928.0890	19928.0890
9	32303.6092	21422.9265	255947186	21422.9265	21422.9265	21422.9265
10	34502.8688	22696.3921	27227.7733	22696.3921	22696.3921	22696.3921
11	36424.1224	23748.4858	28618.6674	23748.4858	23748.4858	23748.4858
12	38067.3699	24579.2076	29767.4009	24579.2076	24579.2076	24579.2076
13	39432.6113	25188.5575	30673.9739	25188.5575	25188.5575	25188.5575
14	40519.8467	25576.5354	31338.3862	25576.5354	25576.5354	25576.5354
15	41123.3758	25746.5654	31680.3834	25746.5654	25746.5654	25746.5654
15.5	41123.3758	25746.5654	31680.3834	25746.5654	25746.5654	25746.5654
16	40959.2121	25687.5099	31579.7821	25687.5099	25687.5099	25687.5099
17	40010.9797	25410.2179	31036.4501	25410.2179	25410.2179	25410.2179
18	38784.7413	24911.5540	30250.9575	24911.5540	24911.5540	24911.5540
19	37280.4969	24191.5182	29223.3043	24191.5182	24191.5182	24191.5182
20	35498.2464	23250.1105	27953.4905	23250.1105	23250.1105	23250.1105
21	33437.9898	22087.3308	26441.5161	22087.3308	22087.3308	22087.3308
22	31099.7272	20703.1792	24687.3811	20703.1792	20703.1792	20703.1792
23	38513.0032	19097.6558	22691.0855	19097.6558	19097.6558	19097.6558
24	34599.9606	17270.7604	20452.6294	17270.7604	17270.7604	17270.7604
25	30310.9105	15222.4931	17972.0126	15222.4931	15222.4931	15222.4931
26	25645.8529	12952.8539	15249.2353	12952.8539	12952.8539	12952.8539
27	20604.7877	10461.8427	12284.2974	10461.8427	10461.8427	10461.8427
28	15187.7149	7749.4597	9077.1988	7749.4597	7749.4597	7749.4597
29	9394.6346	4815.7048	5627.9397	4815.7048	4815.7048	4815.7048
30	3225.5468	1660.5779	1936.5201	1660.5779	1660.5779	1660.5779
30.5	0	0	0	0	0	0

Los valores mostrados en la tabla anterior, corresponden a todos los elementos del tablero.

7.3. Comprobaciones resistentes

Con respecto a las vigas longitudinales, se supone que llevan el suficiente armado como para resistir las solicitaciones que actúan sobre el tablero. Además, se supone que no existe fisuración en las vigas. Con esto, se supone que cumple con las comprobaciones expuestas en la Norma IAP-11. El armado pasivo de las vigas longitudinales está expuesto en el Plano N° X: "Armado".

Con lo expuesto anteriormente, se realizarán las comprobaciones para la losa superior, calculando además el armado necesario para poder resistir las solicitaciones actuantes en el tablero.

7.3.1. Losa

7.3.1.1. Simplificaciones y limitaciones del cálculo

Para realizar las comprobaciones resistentes de la losa, se tendrán en cuenta algunas simplificaciones que a nivel de proyecto básico permiten obtener un orden de magnitud de las cuantías de armado necesarias, siendo conscientes de que en el proyecto de construcción se debe realizar un estudio más detallado de los elementos del tablero.

Para simplificar los cálculos, se ha dimensionado la armadura pasiva conforme a la sección más desfavorable, es decir, la sección centro luz. Puesto que la losa es la que da continuidad al tablero, la longitud de la losa será de 78.5 metros. Se adoptará como una viga continua de 78.5 metros de longitud, con 2 apoyos intermedios, coincidiendo los apoyos con las pilas.

7.3.1.2. Comprobaciones hormigón de Estado Límite Último

El objetivo de este apartado es diseñar el armado de la losa y definirlo mediante los planos y croquis necesarios. Además, se justificarán las longitudes de anclaje y empalme necesarias.

A efectos de cálculo, se considerará que la losa en su totalidad pertenece a una región B pues no es objeto de este anteproyecto analizar las regiones D que se generan a partir de las concentraciones de cargas y demás discontinuidades. Los esfuerzos que se obtienen de SAP se tomarán de la zona central de las placas para evitar distorsiones originadas por el propio modelo y se extrapolarán estos al resto de la placa. Para proceder a armar la losa, los esfuerzos de la sección más desfavorable se extenderán por toda la zona de armado que se haya definido.

La clase de exposición es IIb (corresponde a la clase de exposición XC4 del Eurocódigo 2 relativo al Hormigón Estructural) por estar en exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. Nos encontramos en una CLASE ESTRUCTURAL S2. El recubrimiento mínimo está limitado por durabilidad en la zona inferior y superior. Este recubrimiento mínimo (C_{min}) es de 30 mm. A este recubrimiento hay que añadirle la desviación (ΔC_{dev}), que en este caso es de 10 mm. El recubrimiento nominal de las armaduras (C_{nom}) es de 40 mm.

En cuanto a los materiales, se tiene un hormigón cuya resistencia característica (f_{ck}) es de 30 MPa y un acero cuyo límite elástico (f_y) es de 500 MPa.

Por último, antes de empezar con el armado de la losa, se diferenciarán las diferentes zonas de armado:

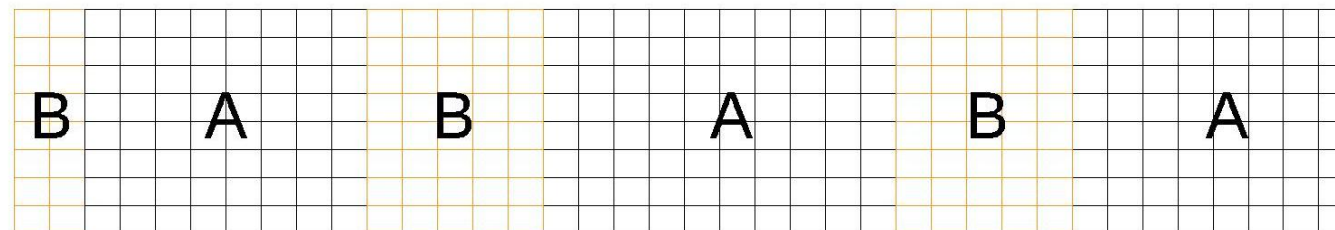


Figura 9 – Zonas de armado

7.3.1.2.1. Cuantías de armado mínimo

En una losa encontramos según las normativas de aplicación tres cuantías que se clasificarán como geométricas, mecánicas y de fisuración.

La primera de ellas la fija la EHE-08 y es una cuantía de 0.9 por mil para un acero de $f_{yk}=500$ MPa y se extiende en ambas caras y direcciones.

La cuantía mecánica aparece en el Artículo 9.2.1.1 EC-2 y equivale a:

$$A_{s,min} \cdot f_{yd} = \frac{f_{ct,m,fl}}{4.8} \cdot b \cdot h$$

siendo:

$$f_{ct,m,fl} = \max\left(1.6 - \frac{0.25}{1000}\right) \cdot f_{ctm} ; f_{ctm}$$

b es el ancho de la sección y h el canto de la misma. Esta cuantía se dispone para evitar la rotura frágil de la pieza e irá en aquellas caras en las que se disponga armadura por flexión como ya se especificará en cada caso particular.

La última cuantía que se dispone es por fisuración y es de aplicación siempre que la pieza se vea sometida a M mayores al M_{fis} de la pieza. La armadura de fisuración responde a la siguiente formulación, expuesta en el Artículo 7.3.2 EC-2:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

siendo:

k_c tiene un valor de 0.4

k adopta un valor de 1, siendo el más desfavorable

$f_{ct,eff}$ es igual a f_{ctm}

A_{ct} área de hormigón a tracción

σ_s tensión máxima permitida en la armadura después de la formación de la fisura de valor que se obtiene del apartado 7.3.3 del EC-2 con el diámetro de las barras y abertura de fisura

$$A_{s,min,fis} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

7.3.1.2.2. Cuantías de cálculo y propuesta de armado

En la losa se distinguen dos zonas de armado, pero para quedar del lado de la seguridad, se adoptará como una única zona de armado, es decir, la zona más desfavorable que es la de centro luz.

Tras obtener las cuantías de armado mínimas y con los datos de armado por cálculo, se está en condiciones de proponer un diseño de armado que satisfaga todos los requisitos. A efectos de propuesta de armado, se han descontado 8.75 cm² de acero.

Detallar que en la zona de armado A, se tendrá una separación de armadura transversal distinta a la de la zona B, ya que en la zona B, más próxima a los apoyos, se deberá reforzar la losa.

	ARMADO			
	Arm. long. Inferior	Arm. long. Superior	Arm. trans. Inferior	Arm. trans. Superior
ZONA A	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/15	Ø12/30
ZONA B	Ø12/20	Ø12/30	Ø20/20	Ø12/20

La separación mínima de las barras está limitada al máximo de: 1.25dg (TMA), ϕb y 20 mm y la separación máxima a 300 mm. En la tabla se aprecia el cumplimiento de este intervalo de distancias. La tabla superior muestra el armado definitivo de cada zona de la losa y ya se tienen en cuenta que se verifiquen los estados limite de servicio aunque estos serán clarificados en adelante.

7.3.1.3. Comprobaciones hormigón de Estado Límite de Servicio

En la losa de hormigón será necesario verificar los estados límite de servicio de control de tensiones y de control de fisuración.

Al tratarse de un anteproyecto, no se debe realizar el cálculo al detalle del armado, así que el armado propuesto anteriormente se supone que debe cumplir las comprobaciones siguientes.

A continuación se procede a detallar el método para realizar las comprobaciones necesarias para el cumplimiento del Estado Límite de Servicio.

7.3.1.3.1. Estado límite de control de tensiones

En primer lugar se debe limitar las tensiones, las cuáles se limitan a:

$$\sigma(N_{caract}, M_{carac}) \leq 0.6f_{ck}$$

$$\sigma(N_{caract}, M_{carac}) \geq -0.8f_{yk}$$

A continuación, con la combinación de acciones característica, se obtiene el momento de diseño, el cual se utilizará más adelante para la comprobación tensional.

Seguidamente se obtiene el momento de fisuración. Para simplificar el cálculo, aunque siempre del lado de la seguridad, el momento de fisuración se hallará con la sección bruta. En aquellas secciones que fisuren, será necesario hallar la inercia fisurada para obtener correctamente la distribución de tensiones para hallar las respectivas tensiones y verificar que sean inferiores a los máximos.

$$M_{fis} = -\frac{f_{ctm} \cdot I_b}{h/2}$$

Con el momento de fisuración hallado, se procede a obtener la profundidad de la fibra neutra (x) y a partir de esa profundidad de la fibra neutra, se obtiene el momento de inercia de la sección fisurada.

Una vez calculado el momento de inercia de la sección fisurada, se procede a la comprobación tensional, para ver si las tensiones en las secciones fisuradas no superan los máximos y cumplen con las limitaciones impuestas anteriormente.

$$\sigma_{c,max} = \frac{M_{Ed}}{I_{fis}} x$$

$$\sigma_{s,max} = n \cdot \frac{M_{Ed}}{I_{fis}} \cdot (d - x)$$

A efectos de este Trabajo Fin de Grado, se supone que la comprobación se cumple, y las fisuras que se pueden producir en las secciones a calcular cumplen con las limitaciones impuestas.

7.3.1.3.2. Estado límite de control de fisuraciones

Para verificar el cumplimiento del control de fisuraciones, se debe cumplir:

$$w_k(N_{qp}, M_{qp}) \leq w_{max} = 0.2 \text{ mm}$$

siendo:

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

En la fórmula anterior se pueden distinguir varios términos, los cuales se calculan por separado. En primer lugar se calcula el segundo término $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$.

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \right] \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

donde:

- $\alpha_e = E_s/E_{cm}$
- $\rho_{p,eff} = (A_s + \epsilon_1 \cdot A_p')/A_{c,eff}$
- $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$
- $h_{c,eff} = \min\{2.5(h - d); (h - x)/3; h/2\}$
- $k_t = \{0.6; 0.4\}$ dependiendo si las cargas son de corta o larga duración
- $\epsilon_1 = \sqrt{\epsilon \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_p}}$

Con todos los parámetros anteriores, es posible calcular el primer término para la comprobación de fisuraciones de la losa. A continuación se detalla el método para el cálculo del segundo término.

Para el cálculo del término $S_{r,max}$, hay que tener en cuenta la separación (s) de los redondos, con lo que:

$$s \leq 5(c + \varnothing/2) \rightarrow S_{r,max} = 3.4 \cdot c + 0.425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\varnothing_{eq}}{\rho_{p,eff}}$$

$$s > 5(c + \varnothing/2) \rightarrow S_{r,max} = 1.3(h - x)$$

Con los dos términos de la ecuación resueltos, se puede calcular la flecha q se produce y comprobar que no supera el valor impuesto por la norma. En este Trabajo Fin de Grado, se supone que el valor calculado w_k no supera el valor w_{max} impuesto por el Eurocodigo-2.

Anejo 4: Plan de Obra

1. INTRODUCCION	3
2. PROCESO CONSTRUCTIVO	3
2.1. Apoyos de la estructura.....	3
2.2. Construcción del tablero.....	3
2.3. Acondicionamiento del tablero.....	4
2.4. Detalles finales	5
3. CONSIDERACIONES EMPLEADAS PARA LA REALIZACION DEL DIAGRAMA DE GANTT	5
4. DIAGRAMA DE GANTT	5

1. INTRODUCCION

El presente Anejo tiene como finalidad realizar un análisis técnico de las diversas actuaciones que se hacen necesarias para materializar el proyecto, estableciendo las interrelaciones, sus restricciones y el orden relativo de ejecución entre ellas, en forma lógica y racional, y considerando siempre los recursos que en principio son limitados.

Una buena planificación ofrece, entre otras, las siguientes ventajas:

- Favorece la ejecución de la obra, detectando sucesos administrativos o de actuaciones que no son constructivas pero que condicionan los plazos.
- Mejora la coordinación de los trabajos que coinciden en un mismo tiempo.
- Señala la necesidad de cambios futuros.
- Proporciona una base para el control.
- Aumenta y equilibra la utilización de instalaciones. Se hace un mejor uso de lo que se dispone.
- Obliga a la visualización del conjunto.

El programa que se propone no es el único en la realización del Trabajo Fin de Grado, sino que el plazo de ejecución se verá modificado dependiendo del número de trabajadores existentes y la maquinaria empleada por el contratista.

Los datos empleados más adelante para confeccionar los equipos empleados y sus rendimientos se han obtenido de la base de datos PREOC 2016.

Se empleará el Diagrama de Gantt como herramienta gráfica, dado que su principal objetivo es mostrar el tiempo de dedicación previsto para las diferentes tareas o actividades a lo largo del tiempo.

2. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo se ha realizado pensando en la forma de alterar el tráfico lo menos posible. Para ello se mantiene el antiguo trazado del camino hasta la puesta en servicio del nuevo paso superior. Por otro lado, para dar continuidad a la actual CV-35 se decide construir un pequeño desvío, el cual no es objeto de este Trabajo Fin de Grado.

Al proceso constructivo se deduce que las pilas, estribos, cimentaciones, etc., ya están construidas, y la obra consiste solamente en la construcción del tablero y sus detalles constructivos.

2.1. Apoyos de la estructura

Una vez construidas las pilas y estribos del paso superior, se situarán los neoprenos correspondientes en apoyos antes de construir el tablero. Puesto que los neoprenos sobre pilas y estribos tienen diferente forma, también tendrán distintos rendimientos:

APOYOS		
NEOPRENO ZUNCHADO PILAS		
	Composición	Nº
Equipo	Capataz	1
	Oficial primera	1
	Oficial segunda	1
	Peón ordinario	1

Rendimiento	1	ud/h
Duración	4.00	h
APOYOS		
NEOPRENO ZUNCHADO ESTRIBO		
Equipo	Composición	Nº
	Capataz	1
	Oficial primera	1
	Oficial segunda	1
Peón ordinario	2	
Rendimiento	4	ud/h
Duración	1.00	h

2.2. Construcción del tablero

El tablero del paso superior consta de dos vigas artesas en cajón, las cuales conforman el sistema primario del paso superior, así como las vigas longitudinales del tablero. Sobre las vigas longitudinales se coloca una losa de hormigón armado, fabricada in situ. Esta tipología requiere algunos pasos que se deben realizar en un orden determinado. El tablero se ejecutará mediante grúas y cimbras convencionales.

Una vez colocadas las vigas longitudinales, se colocará un encofrado para hormigonar la losa superior. Previamente al hormigonado, se colocarán las armaduras de la losa, y a continuación se verterá el hormigón de la losa. Una vez fraguado el hormigón se desencofrará la losa superior.

La unidad de hormigonado es importante, puesto que se debe intentar que el hormigonado de la losa se realice de una sola vez. En caso contrario, se deberán tomar las medidas oportunas para realizar una junta de hormigonado que no se convierta en una debilidad.

TABLERO		
TRANSPORTE DE VIGAS LONGITUDINALES		
Equipo	Composición	Nº
	Cabeza tractora 4 ejes + Intermedia 4 ejes + Dolly 5 ejes	2
Rendimiento	2	vigas/día
Duración	3	días

Se supone que hay existencia de 2 equipos capaces de transportar las 6 vigas longitudinales que conforman el tablero del paso superior.

TABLERO		
COLOCACIÓN DE VIGAS LONGITUDINALES		
Equipo	Composición	Nº
	Grúa telescópica LTM 1150 – 6.1	6
Rendimiento	2	vigas/día
Duración	3	días

En el emplazamiento de la obra hay disponible una grúa de esta capacidad, con lo que se colocarán un total de dos vigas por día. Esta tarea puede empezar a realizarse una vez lleguen las vigas al emplazamiento final, es decir, la operación puede realizarse en los mismos días que el transporte de las vigas longitudinales.

TABLERO		
ENCOFRADO DE LOSA SUPERIOR		
Equipo	Composición	Nº
	Oficial primera	3
	Ayudante	3
	Peón ordinario	3
	Camión grúa 5 Tn.	3
Rendimiento	24	m ² /h
Duración	22.57	h

Esta tarea se realiza una vez se hayan colocado las vigas longitudinales.

TABLERO		
ACERO PARA ARMAR B500S		
Equipo	Composición	Nº
	Oficial primera	4
	Oficial segunda	2
Rendimiento	200	Kg/h
Duración	80	h

Una vez colocado el encofrado, se dispone a colocar el armado de la losa superior.

TABLERO		
HORMIGONADO DE LOSA SUPERIOR		
Equipo	Composición	Nº
	Capataz	4
	Oficial primera	6
	Peón especializado	6
	Peón ordinario	16
	Camión hormigonera 6 m ³	2
	Vibrador de agua	10
Bomba para hormigonera	2	
Rendimiento	28.57142857	m ³ /h
Duración	14.26	h

Por tanto, el tiempo empleado para la construcción del tablero es de 273 horas aproximadamente, es decir, de 12 días aproximadamente.

2.3. Acondicionamiento del tablero

Una vez finalizada la construcción del tablero, todavía falta acondicionar el tablero para su correcto mantenimiento en el futuro. Esto se consigue mediante la impermeabilización del tablero, construcción de los sumideros y el extendido de la mezcla bituminosa. Aplicándole un recrecido a esta última se conseguirá un drenaje adecuado de la calzada al caz.

DRENAJE	
TUBO DRENANTE DE PVC	

Equipo	Composición	Nº
	Oficial primera	9
	Peón ordinario	9
Rendimiento	9.009009009	ml/h
Duración	0.666	h

DRENAJE		
SUMIDERO 25X25 CM TABLERO DEL PUENTE		
Equipo	Composición	Nº
	Oficial primera	1
	Peón ordinario	1
Rendimiento	1	ud/h
Duración	30	h

PAVIMENTO		
IMPERMEABILIZACION TABLERO PUENTE		
Equipo	Composición	Nº
	Oficial primera	8
	Ayudante	8
Rendimiento	53.33333333	m ² /h
Duración	21.93	h

PAVIMENTO		
EMULSION IMPRIMACION		
Equipo	Composición	Nº
	Capataz	1
	Peón ordinario	1
	Barredora autopropulsada	1
	Camión bituminador 130 CV	1
Rendimiento	1000	m ² /h
Duración	0.63	h

PAVIMENTO		
MBC G-20		
Equipo	Composición	Nº
	Capataz	1
	Oficial primera	5
	Peón especializado	4
	Planta asfáltica en caliente	1
	Extendidora de aglomerado	1
	Compactador tandem	1
	Compactador neumático autoprop. 100 CV	1
	Camión bañera de 25 tn.	1
Rendimiento	58.82352941	ud/h
Duración	1.58	h

EQUIPAMIENTO		
JUNTA DE DILATACION TABLERO 60 MM		
	Composición	Nº
Equipo	Oficial primera	6
	Ayudante	6
	Peón ordinario	6
	Equipo compresor	4
	Equipo de chorro	1
	Máquina de corte	3
	Martillo neumático	2
	Máquina radial	1
	Taladro eléctrico	1
	Grupo electrógeno de 4 Kw.	4
Rendimiento	2	kg/h
Duración	8.00	h

	Capataz	1
	Peón especializado	4
	Camión grúa 3 Tn	1
Rendimiento	8.695652174	ml/h
Duración	18.40	h

EQUIPAMIENTOS		
BARRERA NEW JERSEY		
	Composición	Nº
Equipo	Capataz	1
	Peón especializado	4
	Camión grúa 3 Tn	1
Rendimiento	8.695652174	ml/h
Duración	18.40	h

2.4. Detalles finales

Lo último destacable para la finalización de la obra es la señalización del paso superior y la colocación de las barreras defensivas. Se deberá realizar como último trámite antes de su apertura la prueba de carga sobre el puente, apartado que no es objeto de este Trabajo Fin de Grado.

SEÑALIZACION		
MARCA VIAL 10 CM		
	Composición	Nº
Equipo	Capataz	1
	Oficial primera	1
	Peón ordinario	2
	Barredora neumática autopropulsada	1
	Marcadora autopropulsada	1
Rendimiento	1000	ml/h
Duración	0.08	h

SEÑALIZACION		
MARCA VIAL 15 CM		
	Composición	Nº
Equipo	Capataz	1
	Oficial primera	4
	Peón ordinario	6
	Barredora neumática autopropulsada	2
	Marcadora autopropulsada	2
Rendimiento	1000	ml/h
Duración	0.157	h

EQUIPAMIENTOS		
BARANDILLA		
Equipo	Composición	Nº

3. CONSIDERACIONES EMPLEADAS PARA LA REALIZACION DEL DIAGRAMA DE GANTT

Para la ejecución del Diagrama de Gantt se han tenido en cuenta el posible solape de actividades en el tiempo. En esta obra no existe mucho solape puesto que es una obra en altura, lo que implica que su proceso constructivo sigue un proceso lógico.

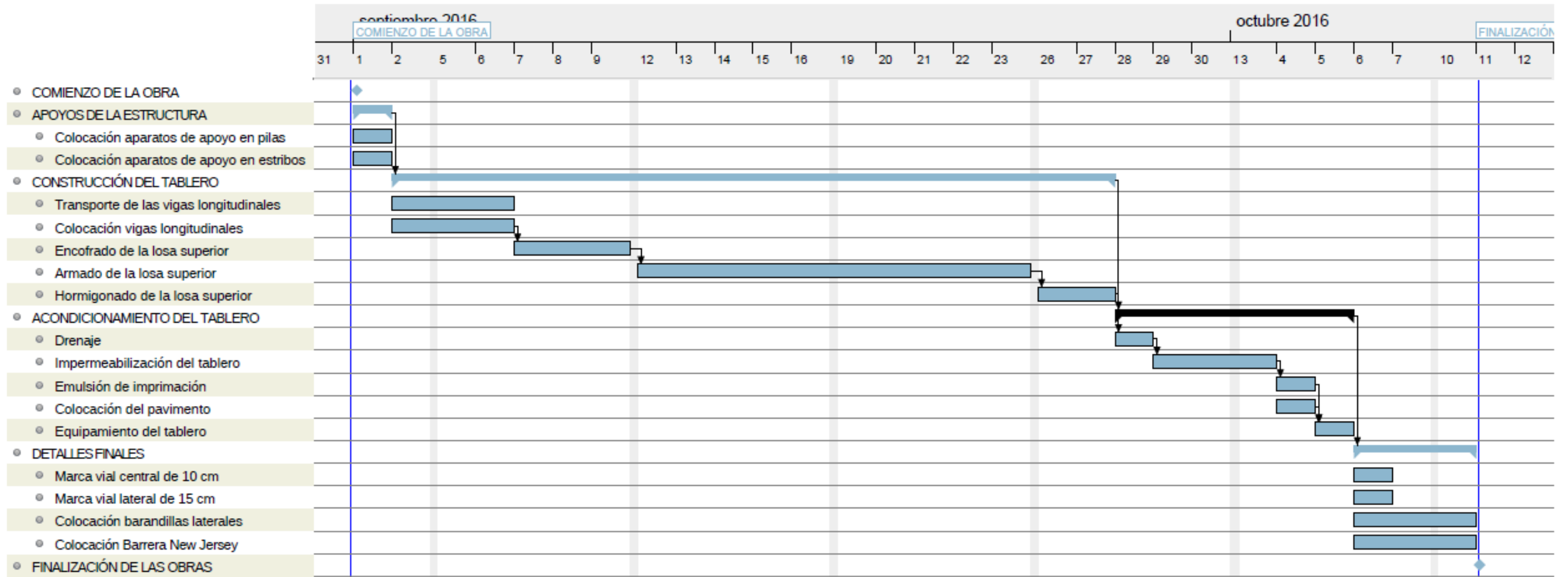
De todas formas, una vez colocadas las vigas longitudinales, se puede continuar trabajando a la vez tanto por encima del tablero como por debajo del mismo.

También existen pequeños detalles de algunos elementos estructurales que tampoco restringen la continuación de la obra.

Además destacar que tanto la seguridad y salud como el control de calidad se dan de forma continuada a lo largo de toda la obra.

Por otro lado se deduce de los equipos anteriores que el número máximo de trabajadores en el obra al mismo tiempo es de 46 trabajadores.

4. DIAGRAMA DE GANTT

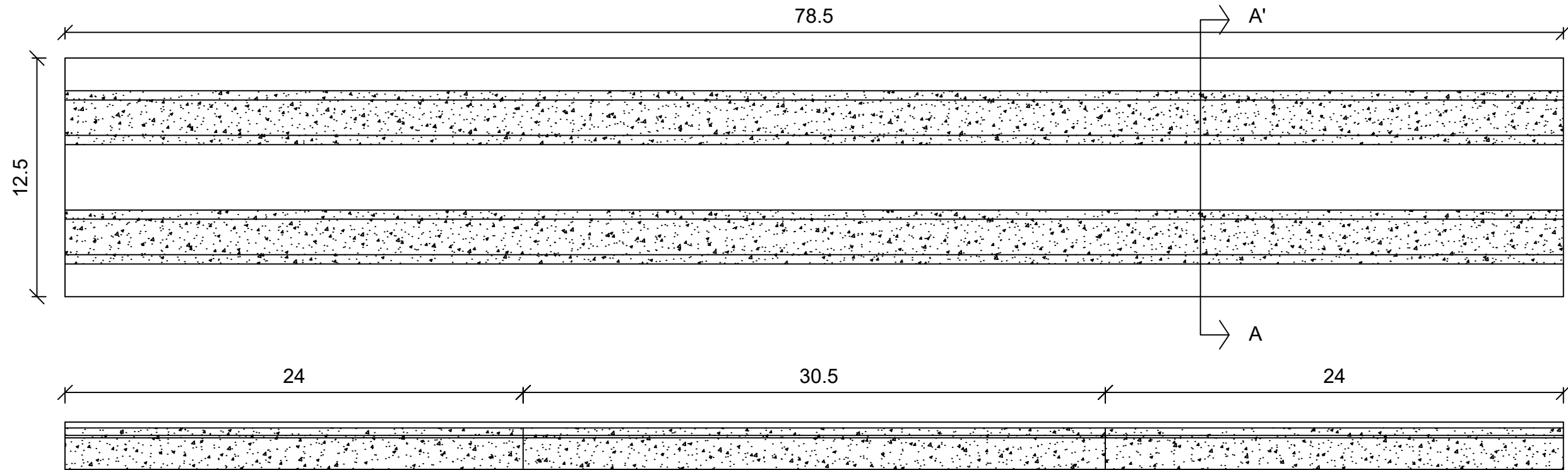


DOCUMENTO Nº 2: PLANOS

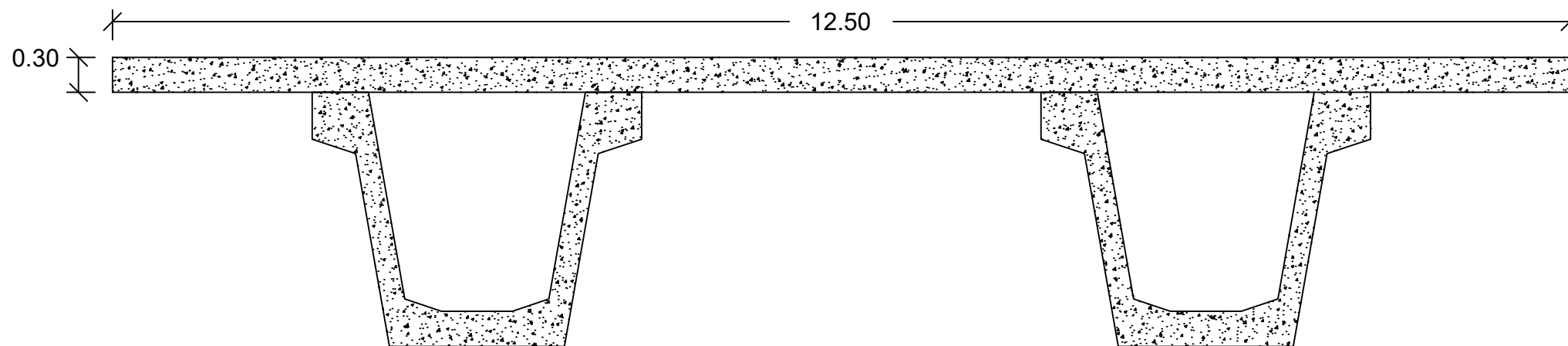
ÍNDICE GENERAL

1. VISTA GENERAL DEL TABLERO DEL PASO SUPERIOR
2. DISPOSICION DE LA ARMADURA ACTIVA
3. ARMADURA PASIVA 1
4. ARMADURA PASIVA 2
5. ARMADURA PASIVA 3
6. ELEMENTOS DE TRANSICION
7. DRENAJE
8. EQUIPAMIENTOS

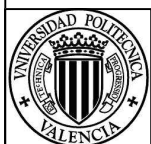
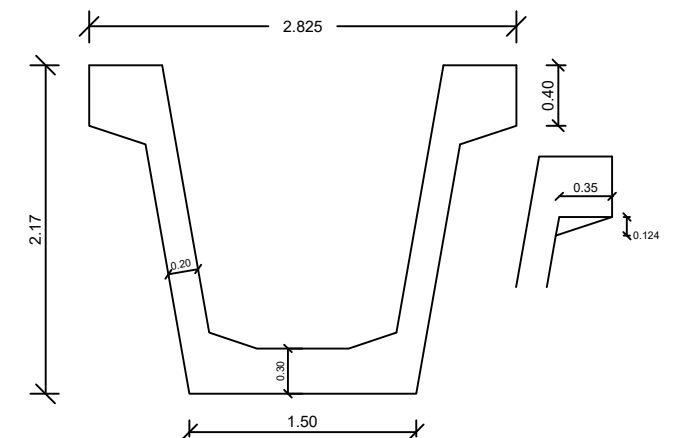
PLANTA Y ALZADO DEL TABLERO DEL PASO SUPERIOR
 ESCALA 1:250



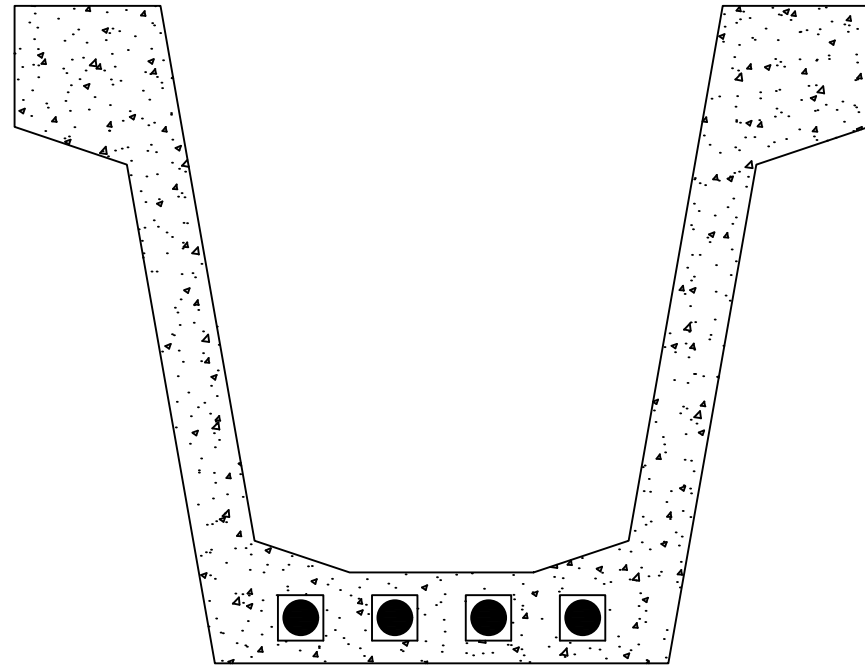
SECCIÓN A-A' DEL TABLERO DEL PASO SUPERIOR
 ESCALA 1:50



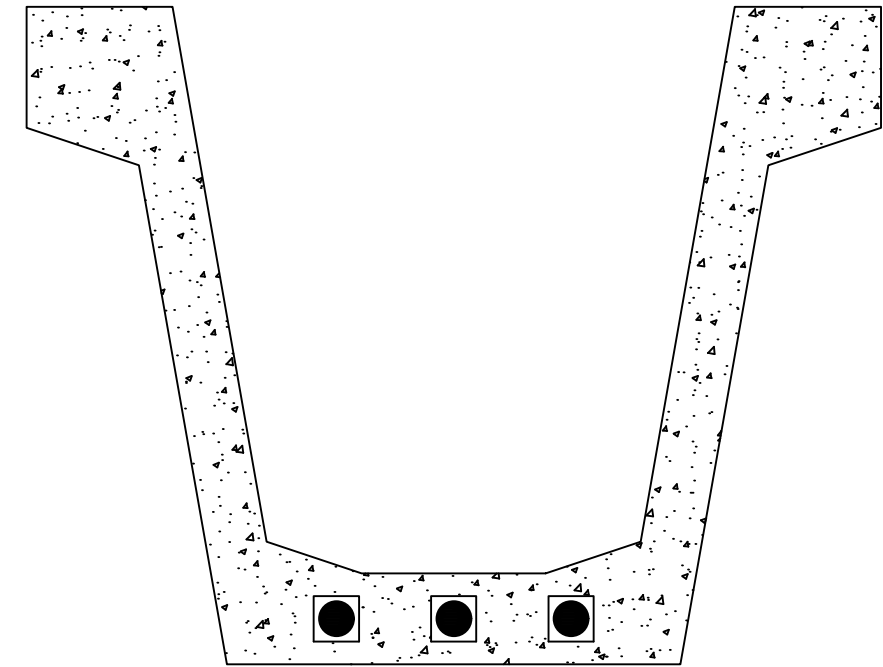
MEDIDAS VIGA LONGITUDINAL
 ESCALA 1:50



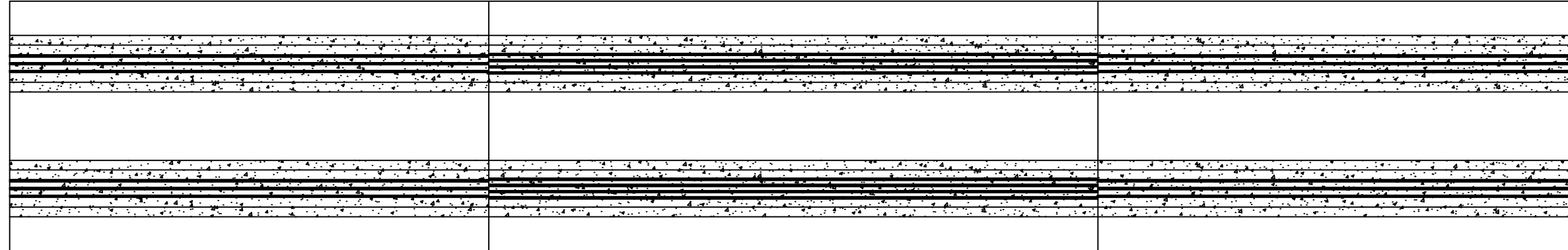
DISPOSICIÓN ARMADURA ACTIVA EN VIGAS LONGITUDINALES DE 30.5 METROS
ESCALA 1:25



DISPOSICIÓN ARMADURA ACTIVA EN VIGAS LONGITUDINALES DE 24 METROS
ESCALA 1:25



TRAZADO EN PLANTA DE LA ARMADURA ACTIVA
ESCALA 1:250



CUADRO DE MATERIALES			
MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
HORMIGÓN VIGAS LONGITUDINALES	HP-40/B/20/11b	NORMAL	1.5000
HORMIGÓN LOSA SUPERIOR	HA-30/B/20/11b	NORMAL	1.5000
ACERO PASIVO	B500-S	NORMAL	1.1500
ACERO ACTIVO	f _{yk} > 1700, f _{ypk} > 1900	NORMAL	1.5000

CONDICIONES DE DURABILIDAD:

A) COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS
- LA DISTANCIA ENTRE CUALQUIER ARMADURA PASIVA Y EL PARAMENTO MÁS PRÓXIMO NO SERÁ MENOR DE 3.5 CM EN TODOS LOS CASOS.

- PARA ASEGURAR ESTOS RECUBRIMIENTOS SE USARÁN SEPARADORES DE MORTERO DE CEMENTO U OTRO SISTEMA ADECUADO SEGÚN E INDIQUE EN EHE-08.

B) DOSIFICACIONES DEL HORMIGÓN

- LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO MÁXIMA UTILIZADA SERÁ a/c = 0.55 Y EL CONTENIDO DE CEMENTO MÍNIMO SERÁ DE 300 kg/m³.

- EL NIVEL DE CONTROL EN LA EJECUCIÓN SERÁ ITNENSO.

- TODAS LAS COTAS SE DAN EN METROS (m).

INDICACIONES RELATIVAS AL PRETENSADO:

- EL PRETENSADO DE LAS VIGAS LONGITUDINALES SE EFECTÚA MEDIANTE 3 Y 4 TENDONES FORMADOS POR 33 CORDONES 0.5".

- EL ÁREA DEL TENDÓN ES DE 3300 mm² SEGÚN LA NORMA ISO 9001-2000 CON UNA RESISTENCIA A LA ROTURA MÍNIMA GARANTIZADA DE 6138 KN.

- LOS TENDONES SE TESARÁN EN MISMO MOMENTO DESDE AMBOS EXTREMOS AL MISMO TIEMPO CON UNA FUERZA DE TESADO DE 4488 KN/TENDÓN.

- DIÁMETRO INTERIOR DE LA VAINA 110 mm.

- DIÁMETRO EXTERIOR DE LA VAINA 115 mm.

A) PÉRDIDAS DE PRETENSADO: SE HAN CONSIDERADO LOS SIGUIENTES VALORES:

- PENETRACIÓN DE CUÑA: 5 mm.

- TESADO A 14 DÍAS

- RELAJACIÓN DEL ACERO

A 120 h = 1.4 %

A 1000 h = 2 %



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA



TÍTULO DEL PROYECTO:

ESTUDIO DE SOLUCIONES Y PROYECTO BÁSICO DE TABLERO PARA UN PASO SUPERIOR SOBRE

AUTOR DEL PROYECTO:

RAÚL PERIS FERNÁNDEZ

TUTOR DEL PROYECTO:

VICENTE JOSÉ LÓPEZ DESFILIS

FECHA:

SEPTIEMBRE 2016

ESCALA:

VARIAS

TÍTULO DEL PLANO:

DISPOSICIÓN ARMADURA ACTIVA

Nº DE PLANO:

2

Ø20/25

DESPIECE DE ARMADO TRANSVERSAL
ESCALA 1:25

A

Ø12/20

Ø12/20

Ø12/20

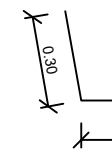
Ø20/25

ARMADO VIGAS LONGITUDINALES EN ZONA DE ARMADO A
ESCALA 1:25



B

C



D

E

1.41

1.28

0.25

1.11

0.30

ARMADO VIGAS LONGITUDINALES EN ZONA DE ARMADO A
ESCALA 1:25

Ø20/10

Ø12/10

Ø12/10

Ø12/10

Ø20/10

- CONDICIONES DE DURABILIDAD:
- A) COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS
- LA DISTANCIA ENTRE CUALQUIER ARMADURA PASIVA Y EL PARAMENTO MÁS PRÓXIMO NO SERÁ MENOR DE 3.5 CM EN TODOS LOS CASOS.
 - PARA ASEGURAR ESTOS RECUBRIMIENTOS SE USARÁN SEPARADORES DE MORTERO DE CEMENTO U OTRO SISTEMA ADECUADO SEGÚN E INDIQUE EN EHE-08.
- B) DOSIFICACIONES DEL HORMIGÓN
- LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO MÁXIMA UTILIZADA SERÁ $a/c = 0.55$ Y EL CONTENIDO DE CEMENTO MÍNIMO SERÁ DE 300 kg/m^3 .
 - EL NIVEL DE CONTROL EN LA EJECUCIÓN SERÁ ITNENSO.
 - TODAS LAS COTAS SE DAN EN METROS (m).

CUADRO DE MATERIALES			
MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
HORMIGÓN VIGAS LONGITUDINALES	HP-40/B/20/1lb	NORMAL	1.5000
HORMIGÓN LOSA SUPERIOR	HA-30/B/20/1lb	NORMAL	1.5000
ACERO PASIVO	B500-S	NORMAL	1.1500
ACERO ACTIVO	$f_{yk} > 1700, f_{ypk} > 1900$	NORMAL	1.5000



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



TÍTULO DEL PROYECTO:
ESTUDIO DE SOLUCIONES Y PROYECTO BÁSICO DE TABLERO PARA UN PASO SUPERIOR SOBRE LA AUTOVÍA CV-35 EN EL PK 1+400 EN LLIRIA (VALENCIA)

AUTOR DEL PROYECTO:
RAÚL PERIS FERNÁNDEZ

TUTOR DEL PROYECTO:
VICENTE JOSÉ LÓPEZ DESFILIS

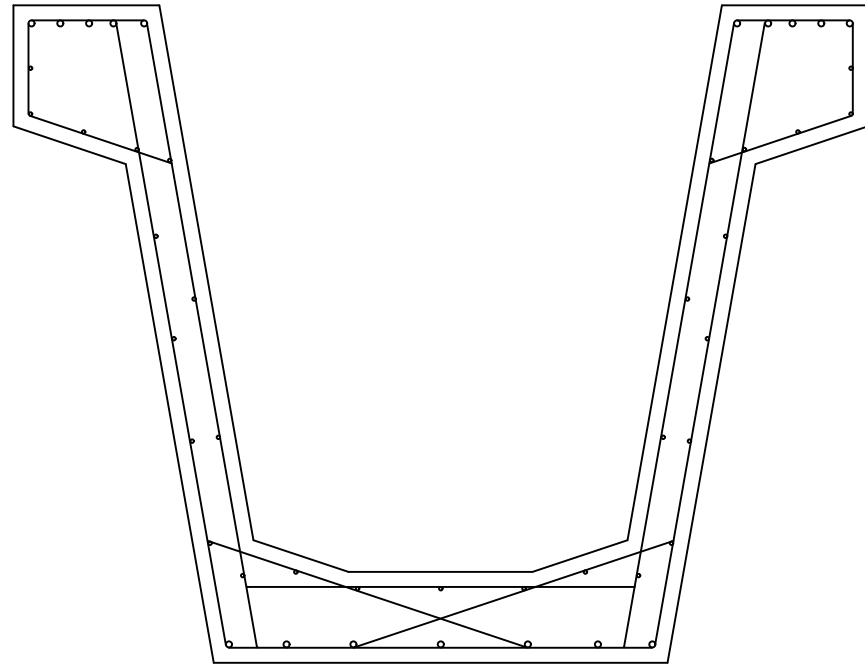
FECHA:
SEPTIEMBRE 2016

ESCALA:
VARIAS

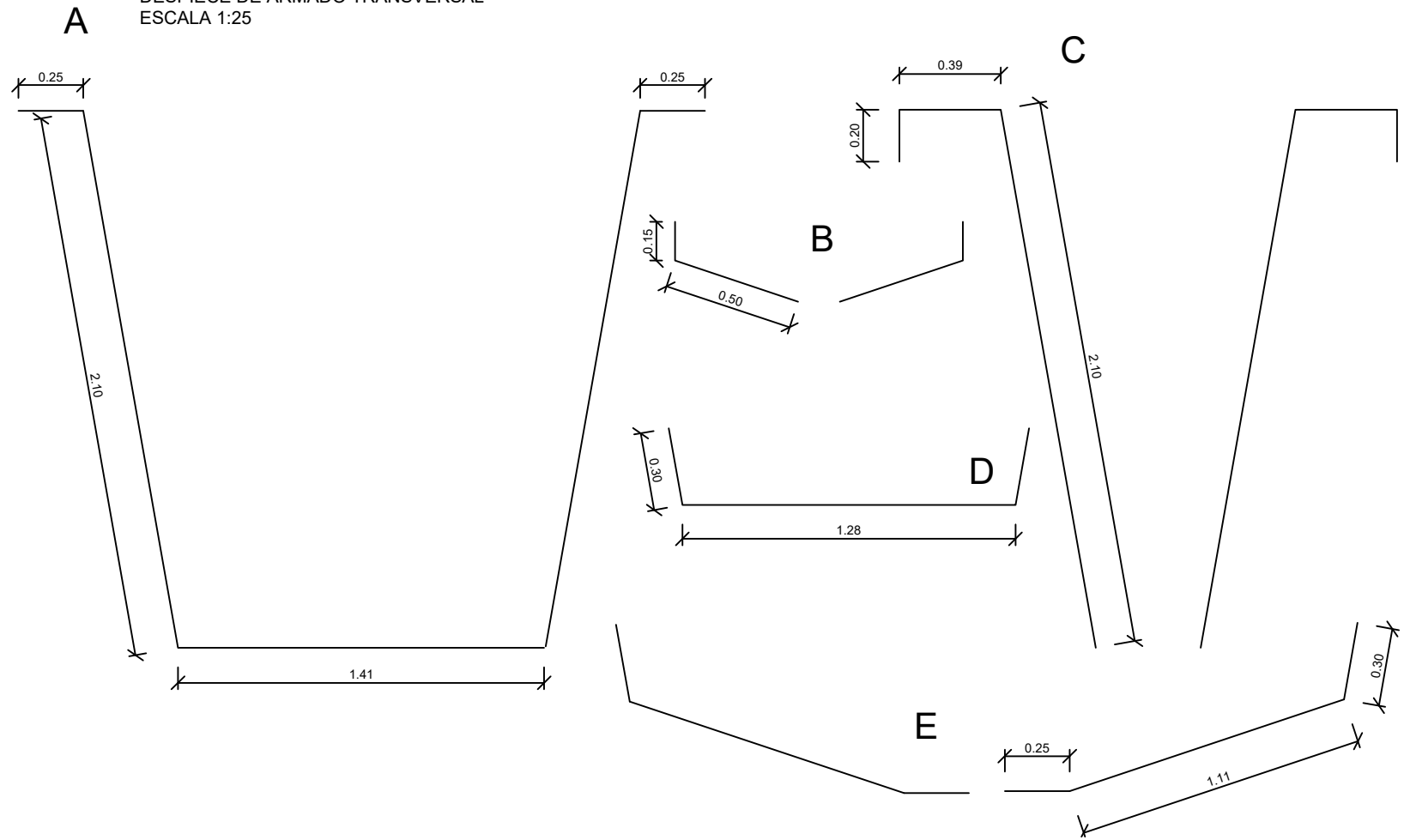
TÍTULO DEL PLANO:
ARMADURA PASIVA 1

Nº DE PLANO:
3

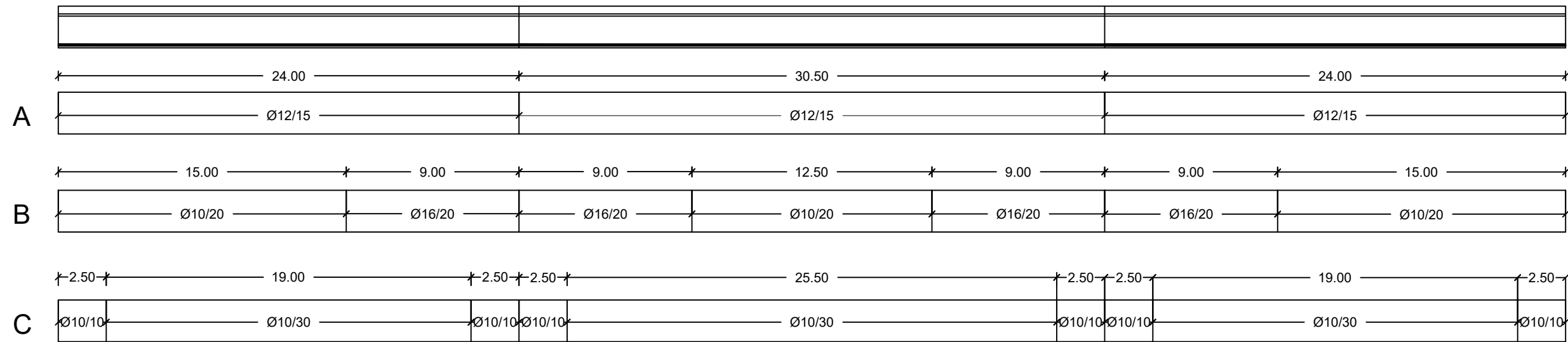
ARMADO VIGAS LONGITUDINALES
ESCALA 1:25



DESPIECE DE ARMADO TRANSVERSAL
ESCALA 1:25



ARMADO TRANSVERSAL DE VIGAS LONGITUDINALES
ESCALA 1:250

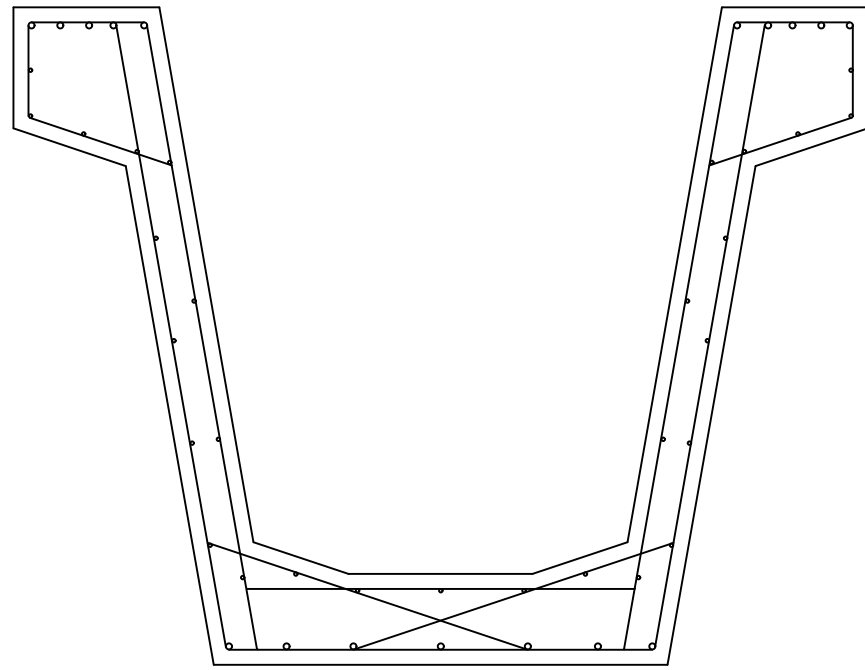


CUADRO DE MATERIALES			
MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
HORMIGÓN VIGAS LONGITUDINALES	HP-40/B/20/IIb	NORMAL	1.5000
HORMIGÓN LOSA SUPERIOR	HA-30/B/20/IIb	NORMAL	1.5000
ACERO PASIVO	B500-S	NORMAL	1.1500
ACERO ACTIVO	f _{yk} > 1700, f _{ypk} > 1900	NORMAL	1.5000

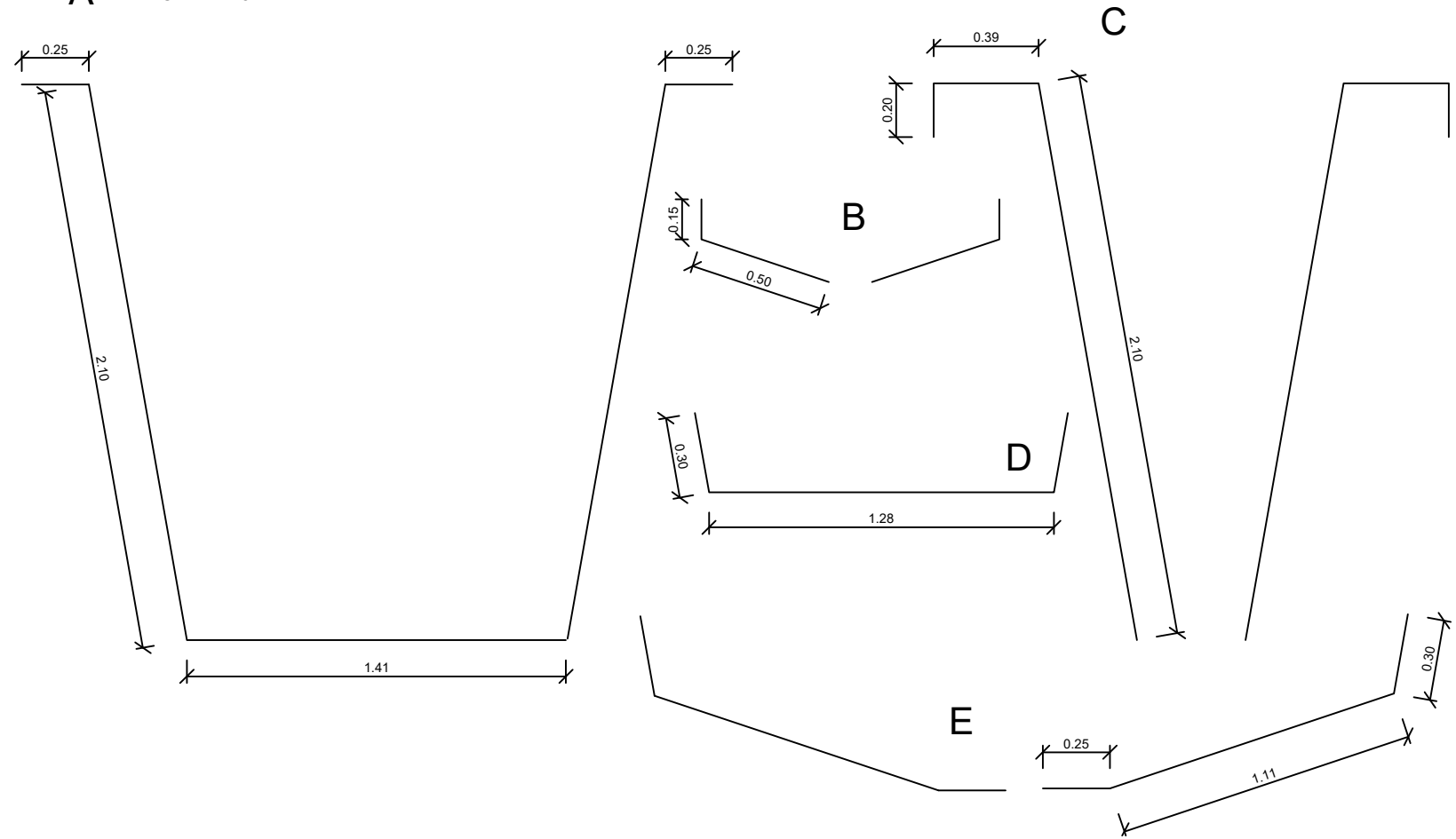
CONDICIONES DE DURABILIDAD:
 A) COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS
 - LA DISTANCIA ENTRE CUALQUIER ARMADURA PASIVA Y EL PARAMENTO MÁS PRÓXIMO NO SERÁ MENOR DE 3.5 CM EN TODOS LOS CASOS.
 - PARA ASEGURAR ESTOS RECUBRIMIENTOS SE USARÁN SEPARADORES DE MORTERO DE CEMENTO U OTRO SISTEMA ADECUADO SEGÚN E INDIQUE EN EHE-08.
 B) DOSIFICACIONES DEL HORMIGÓN
 - LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO MÁXIMA UTILIZADA SERÁ a/c = 0.55 Y EL CONTENIDO DE CEMENTO MÍNIMO SERÁ DE 300 kg/m³.
 - EL NIVEL DE CONTROL EN LA EJECUCIÓN SERÁ ITNENSO.
 - TODAS LAS COTAS SE DAN EN METROS (m).



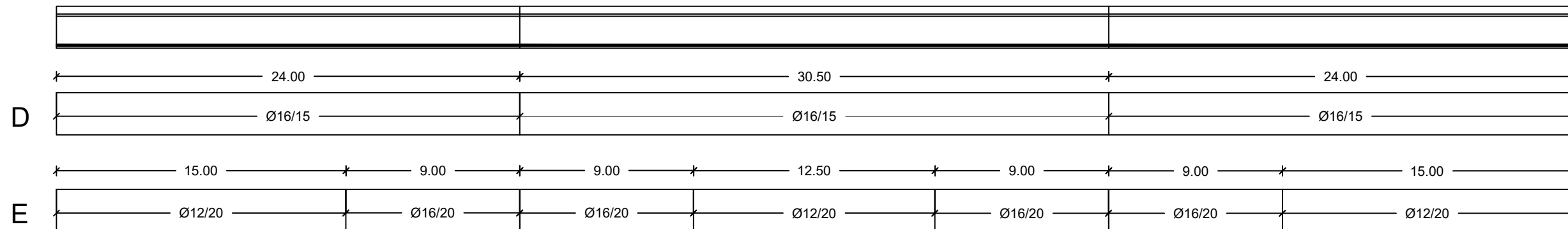
ARMADO VIGAS LONGITUDINALES
ESCALA 1:25



A DESPIECE DE ARMADO TRANSVERSAL
ESCALA 1:25



ARMADO TRANSVERSAL DE VIGAS LONGITUDINALES
ESCALA 1:250



CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	CALIDAD	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
HORMIGÓN VIGAS LONGITUDINALES	HP-40/B/20/11b	NORMAL	1.5000
HORMIGÓN LOSA SUPERIOR	HA-30/B/20/11b	NORMAL	1.5000
ACERO PASIVO	B500-S	NORMAL	1.1500
ACERO ACTIVO	f _{yk} > 1700, f _{ypk} > 1900	NORMAL	1.5000

CONDICIONES DE DURABILIDAD:

A) COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS
- LA DISTANCIA ENTRE CUALQUIER ARMADURA PASIVA Y EL PARAMENTO MÁS PRÓXIMO NO SERÁ MENOR DE 3.5 CM EN TODOS LOS CASOS.

- PARA ASEGURAR ESTOS RECUBRIMIENTOS SE USARÁN SEPARADORES DE MORTERO DE CEMENTO U OTRO SISTEMA ADECUADO SEGÚN E INDIQUE EN EHE-08.

B) DOSIFICACIONES DEL HORMIGÓN

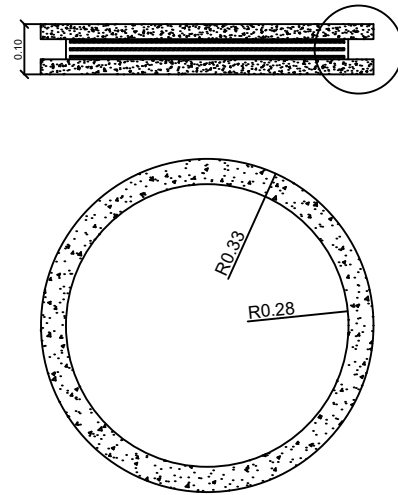
- LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO MÁXIMA UTILIZADA SERÁ a/c = 0.55 Y EL CONTENIDO DE CEMENTO MÍNIMO SERÁ DE 300 kg/m³.

- EL NIVEL DE CONTROL EN LA EJECUCIÓN SERÁ ITNENSO.

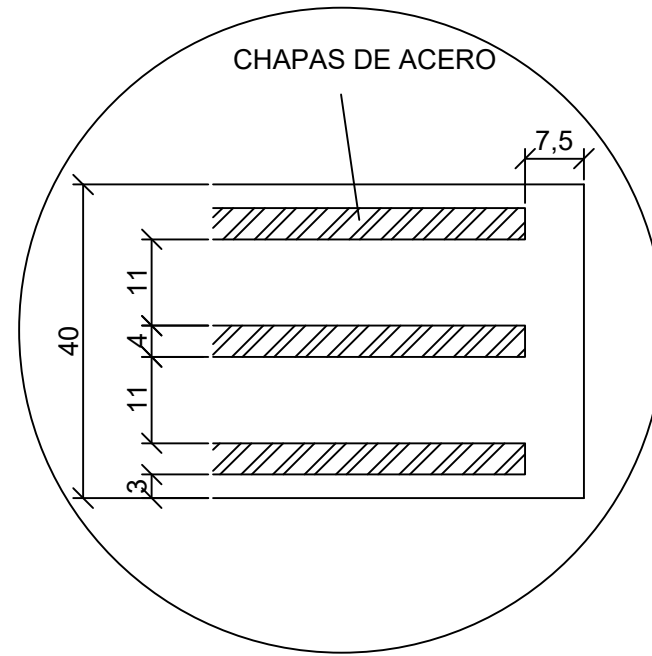
- TODAS LAS COTAS SE DAN EN METROS (m).



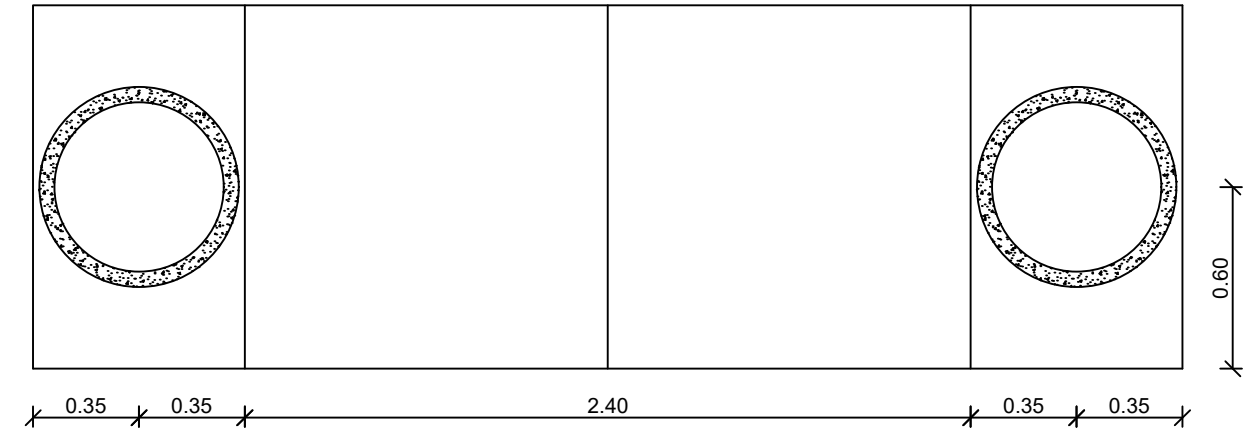
DETALLE NEOPRENOS DE APOYO DE TABLERO SOBRE PILAS
ESCALA 1:15



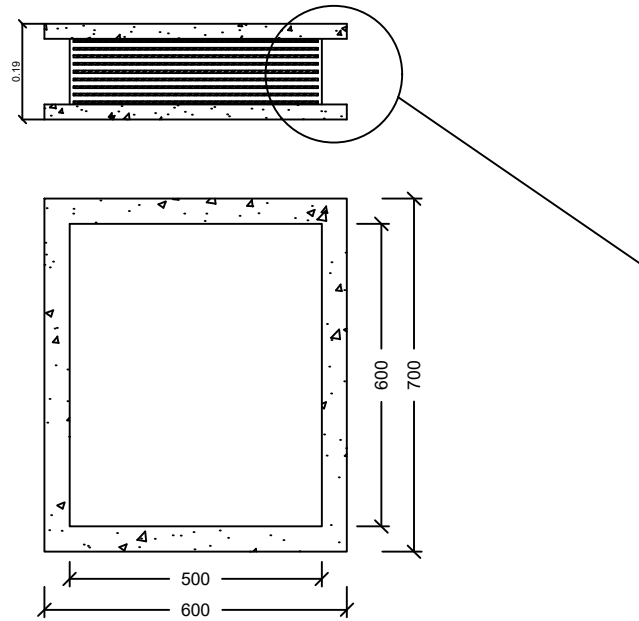
DETALLE NEOPRENO
COTAS EN mm



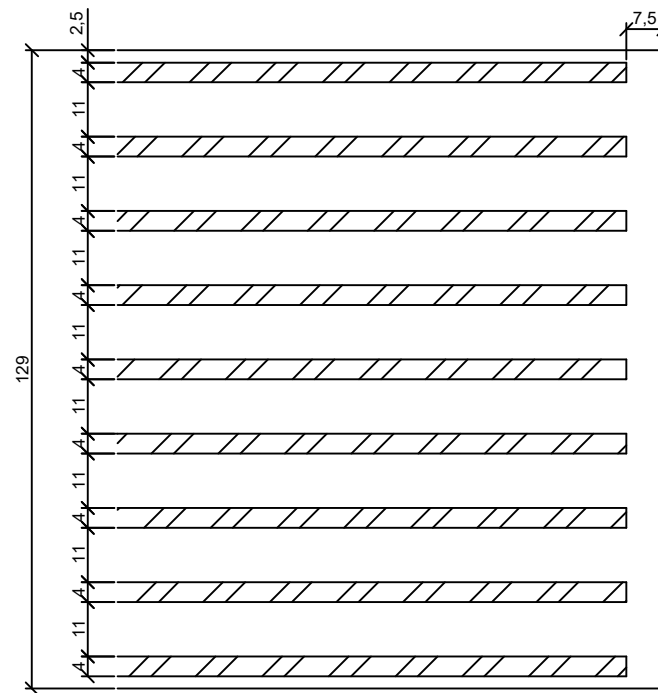
UBICACIÓN APOYOS SOBRE PILAS
ESCALA 1:25



DETALLE NEOPRENOS DE APOYO SOBRE TABLERO SOBRE ESTRIBOS
ESCALA 1:15



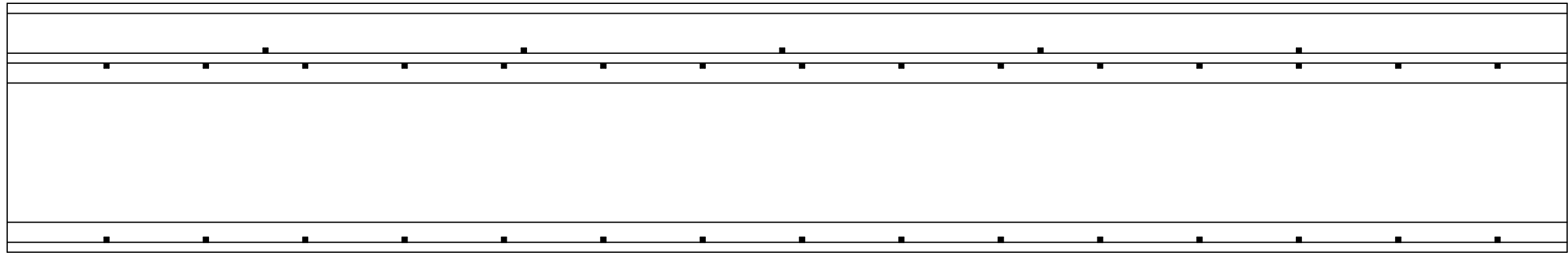
DETALLE NEOPRENO
COTAS EN mm



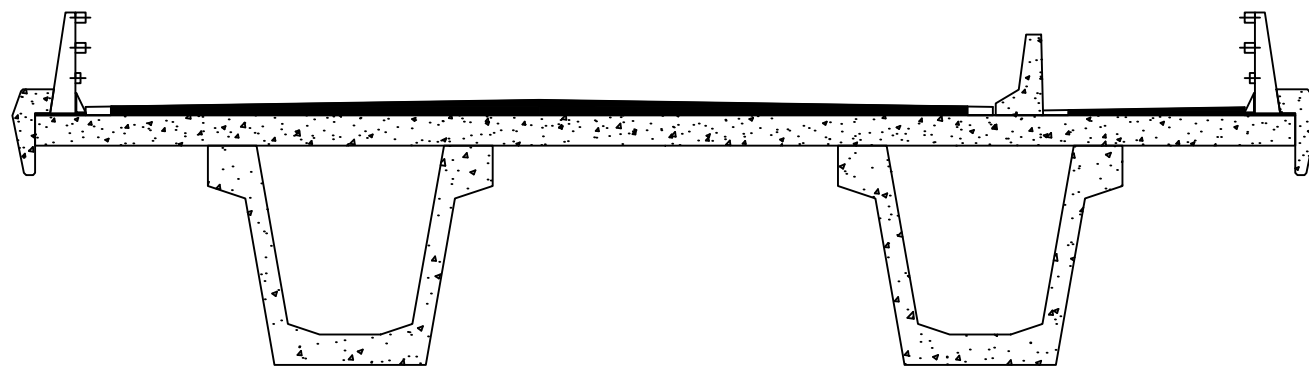
UBICACIÓN APOYOS SOBRE ESTRIBOS
ESCALA 1:50



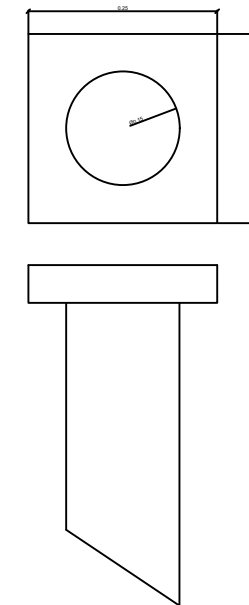
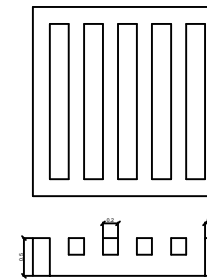
RED DE DRENAJE
ESCALA 1:250



UBICACIÓN CAZ EN TABLERO
ESCALA 1:75



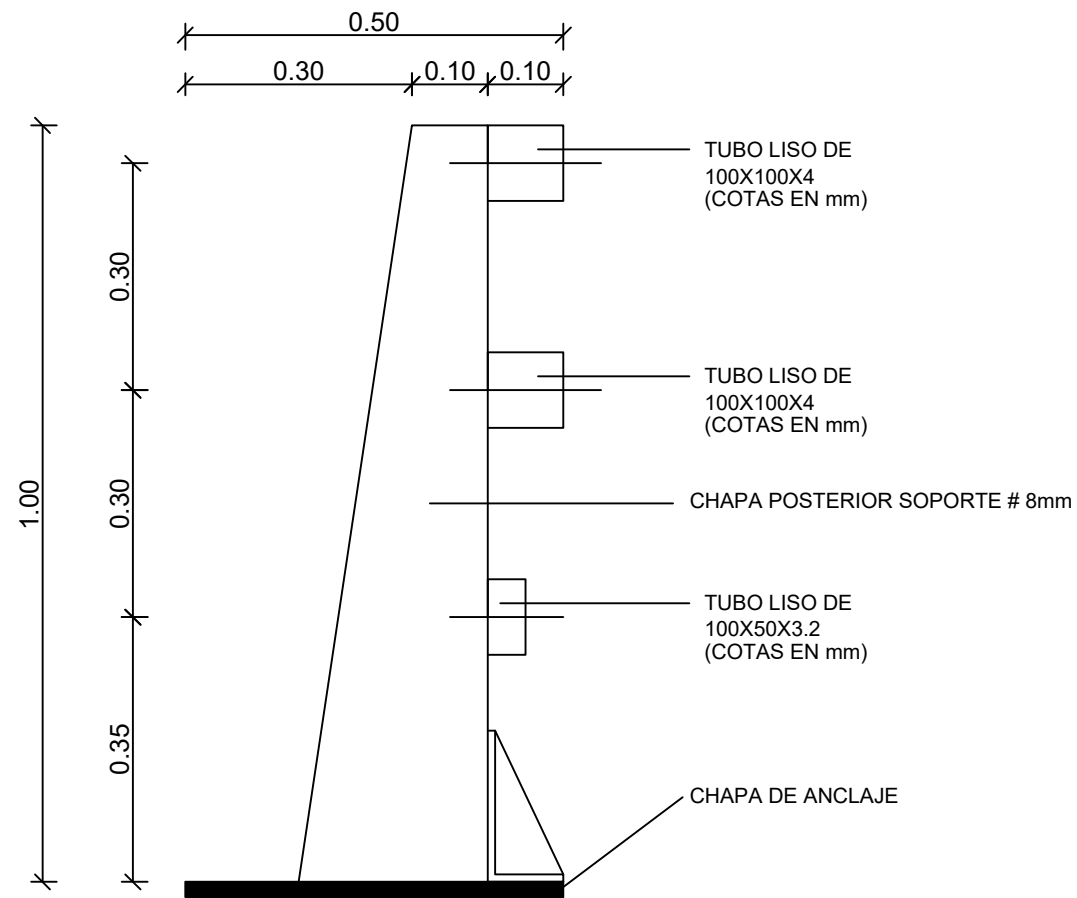
DETALLE SUMIDERO
ESCALA 1:10



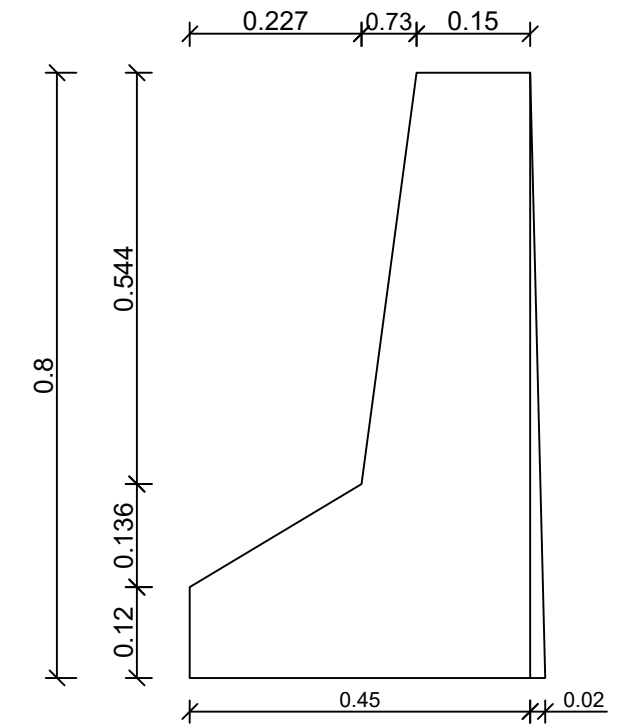
SECCIÓN TRANSVERSAL CAZ
ESCALA 1:10



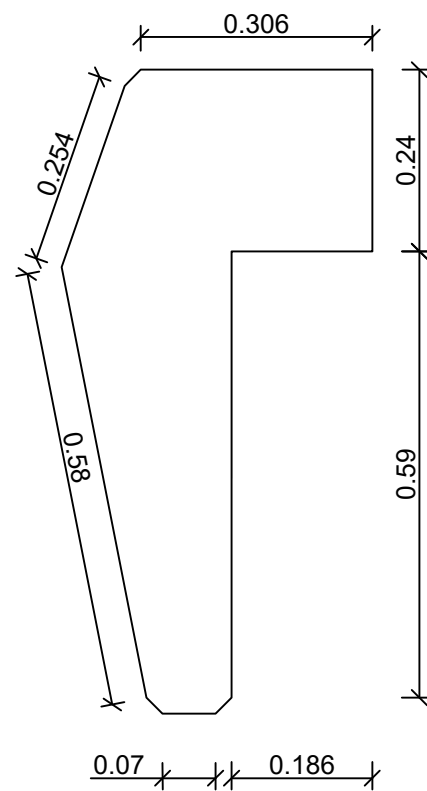
DETALLE DE PRETEL
ESCALA 1:10



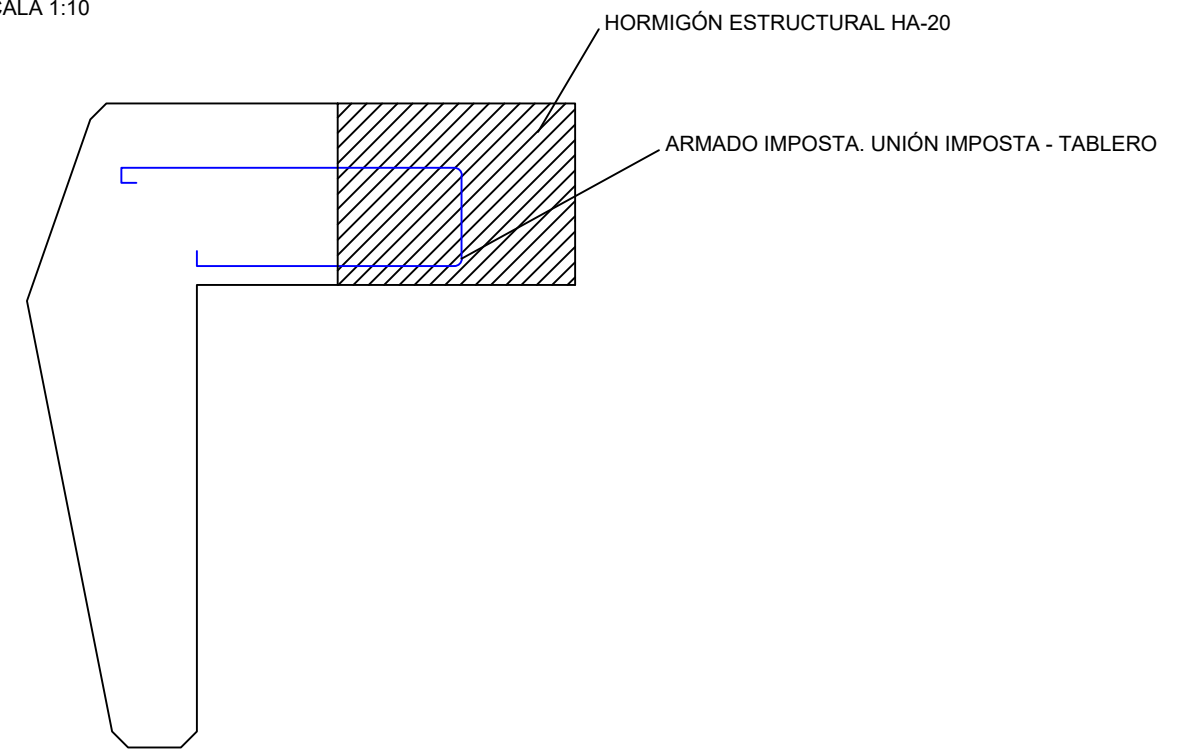
DEFENSA DE CALZADA (BARRERA NEW JERSEY)
ESCALA 1:10



SECCIÓN IMPOSTA
ESCALA 1:10



DETALLE UNIÓN IMPOSTA - TABLERO
ESCALA 1:10



DOCUMENTO Nº 3: VALORACIÓN ECONÓMICA

1. OBJETO	3
2. UNIDADES DE OBRA	3
3. MEDICIONES Y PRESUPUESTO.....	5

1. OBJETO

El objeto del presente documento es desarrollar una valoración económica objetiva del coste total de la obra desarrollada en el Proyecto Básico. A partir del precio unitario de las principales unidades de obra que intervienen en el proyecto, se ha realizado una valoración parcial de cada una de las fases de ejecución de la estructura.

Finalmente, se ha realizado una valoración económica global de la totalidad de la obra, obteniendo un valor aproximado del presupuesto de ejecución material de la solución adoptada para el "Paso superior sobre la Autovía CV-35 en el PK 1+400 (Lliria)".

2. UNIDADES DE OBRA

01 SUPERESTRUCTURA			
CODIGO	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO
UO01	Kg	ACE. PRET. CORD. 15 MM. 1800 N/mm2	2.97
		Kg. Acero superestabilizado para pretensar en cordones de 15 m, de tensión de rotura 180 KP/mm2, incluso parte proporcional de vaina e inyección.	
UO02	m3	HORMIGÓN HP-40 PRETENSAR	113.80
		M3. Hormigón para armar HP-40/B/20/IIb de resistencia característica fck=40 MPa, consistencia blanda, de tamaño máximo de árido 20 mm para pretensar, incluso vibrado, curado y colocado.	
UO03	Kg	ACERO PARA ARMAR B 500 S	1.24
		Kg. Acero para armar tipo B 500 S con límite elástico 200 MPa en barras corrugadas, elaborado, incluido suministro, ferrallado, colocación y parte proporcional de despuntes y solapes, para el armado pasivo del tablero.	
UO04	m3	HORMIGON HA-30	89.82
		M3. Hormigón para armar HA-30/B/20/IIb, de resistencia característica fck=30 MPa, consistencia blanda, de tamaño máximo de árido 20 mm para armar, incluso vibrado, curado y colocación.	
UO05	m2	ENCOFRADO PLANO	12.66
		M2. Encofrado plano de cara inferior, laterales, incluso suministro, colocación y desencofrado.	
UO06	h	CAMION SEMI GÓNDOLA	36.75
		H. Transporte de las vigas longitudinales, compuesto por una cabeza tractora de 4 ejes, una cabeza tractora intermedia de 4 ejes, y un transporte Dolly de 5 ejes, con una longitud total de 50 m y anchura de 4.5 m.	
UO07	h	GRUA TORRE	13.17
		H. Grúa telescópica tipo LTM 1150 – 6.1, de 600 tn de carga admitidas, con una elevación máxima de 99 m y un radio de giro de 76 m, incluso transporte, montaje y desmontaje.	

02 ELEMENTOS DE TRANSICION			
CODIGO	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO
UO08	Ud	NEOPRENO ZUNCHADO DIAMETRO 550x27 mm	246.50
		Ud. Apoyo elastomérico de neopreno zunchado de diámetro 550x27 mm, colocado, incluso mortero para nivelación para pilas.	
UO09	Ud	NEOPRENO ZUNCHADO 500x600x129 mm	385.72
		Ud. Apoyo elastomérico de neopreno zunchado de 500x600x129 mm, colocado, incluso instalación mortero de nivelación en estribos.	

03 DRENAJE			
CODIGO	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO
UO10	m	TUBO PVC 150 mm	6.38
		m. Tubería de PVC de diámetro 150 mm colocada para desagüe del tablero.	
UO11	Ud	SUMIDERO 25x25 cm TABLERO PUENTE	73.67
		Ud. Sumidero de 250x250 mm colocado en tablero de la estructura, totalmente instalado.	

04 EQUIPAMIENTOS			
CODIGO	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO
UO12	m	MARCA VIAL 10 cm	0.29
		M. Marca vial reflexiva de 10 cm, con pintura reflectante y microesferas de vidrio, con máquina autopropulsada.	
UO13	m	MARCA VIAL 15 cm	0.50
		M. Marca vial reflexiva de 15 cm, con pintura reflectante y microesferas de vidrio, con máquina autopropulsada.	
UO14	m	BARRERA RÍGIDA CON BARANDILLA	132.44
		M. Barrera rígida con barandilla de puente, colocada y montada incluso parte proporcional de anclajes y peana de apoyo de hormigón sobre tablero.	
UO15	m2	EMULSION ECI IMPRIMACION	0.25
		M2. Emulsión catónica ECI en riego de imprimación, barrido y preparación de la superficie.	
UO16	T	MBC G-20 I/BETÚN Y FILLER	32.39
		T. Mezcla bituminosa en caliente tipo G-20 incluso betún y filler, totalmente extendida y compactada para capa de rodadura de tablero.	
UO17	m2	PAVIMENTO CARRIL BICI	23.45
		M2. Pavimento de color rojo tipo RAL 3009 o similar. Pavimento con alto grado de desgaste mecánico y características antideslizantes y de resistencia a la abrasión. Pavimento SIKA o similar incluido transporte, limpieza, colocación y acabado.	
UO 18	Ud	IMPOSTA PREFABRICADA EXTERIOR	77.63
		Ud. Imposta prefabricada exterior con módulos de 2490 mm, incluido transporte y colocación, incluso en segunda fase de la contraimposta.	
UO19	Ud	DEFENSA DE CALZADA	54.34
		Ud. Defensa prefabricada tipo Barrera New Jersey, colocada en la separación entre calzada y carril bici, con módulos de 2490 mm, incluido transporte y colocación.	

3. MEDICIONES Y PRESUPUESTO

01 SUPERESTRUCTURA				
UO01	Kg	Ace. Pret. Cord. 15 mm 1800 N/mm2		
		Kg. Acero superestabilizado para pretensar en cordones de 15 m, de tensión de rotura 180 KP/mm2, incluso parte proporcional de vaina e inyección.		
		Acero por cada unidad	6890.73	2.97 20465.47
			UO01	20465.47
UO02	m3	Hormigón HP-40 Pretensar		
		M3. Hormigón para armar HP-40/B/20/IIb de resistencia característica fck=40 MPa, consistencia blanda, de tamaño máximo de árido 20 mm para pretensar, incluso vibrado, curado y colocado.		
		Vigas longitudinales	121.88	113.80 13869.94
			UO02	13869.94
UO03	Kg	Acero para armar B 500 S		
		Kg. Acero para armar tipo B 500 S con límite elástico 200 MPa en barras corrugadas, elaborado, incluido suministro, ferrallado, colocación y parte proporcional de despuntes y solapes, para el armado pasivo del tablero.		
		Arm. trans. viga long.	7710.97	1.24 9561.57
		Arm. long. viga long.	5961.66	1.24 7392.46
		Arm. trans. losa superior	10359.27	1.24 12845.49
		Arm. long. losa superior	6969.34	1.24 8641.98
			UO03	38441.50
UO04	m3	Hormigón HA-30		
		M3. Hormigón para armar HA-30/B/20/IIb, de resistencia característica fck=30 MPa, consistencia blanda, de tamaño máximo de árido 20 mm para armar, incluso vibrado, curado y colocación.		
		Losa superior	294.38	89.82 26440.76
			UO04	26440.76

UO05	m2	Encofrado plano		
		M2. Encofrado plano de cara inferior, laterales, incluso suministro, colocación y desencofrado.		
		Encofrado inferior	981.25	12.66 12422.63
		Encofrado lateral	47.10	12.66 596.29
			UO05	13018.92
UO06	h	Camión semigóndola		
		H. Transporte de las vigas longitudinales, compuesto por una cabeza tractora de 4 ejes, una cabeza tractora intermedia de 4 ejes, y un transporte Dolly de 5 ejes, con una longitud total de 50 m y anchura de 4.5 m.		
		Alquiler + conductor	24	36.75 882.00
			UO06	882.00
UO07	h	Grúa torre		
		H. Grúa telescópica tipo LTM 1150 – 6.1, de 600 tn de carga admitidas, con una elevación máxima de 99 m y un radio de giro de 76 m, incluso transporte, montaje y desmontaje.		
		Alquiler + conductor	24	13.17 316.08
			UO07	316.08

02		ELEMENTOS DE TRANSICIÓN		
UO08	Ud	Neopreno zunchado diámetro 550x27 mm		
		Ud. Apoyo elastomérico de neopreno zunchado de diámetro 550x27 mm, colocado, incluso mortero para nivelación para pilas.		
		Cantidad	4	246.50 986.00
			UO08	986.00
UO09	Ud	Neopreno zunchado 500x600x129 mm		
		Ud. Apoyo elastomérico de neopreno zunchado de 500x600x129 mm, colocado, incluso instalación mortero de nivelación en estribos.		
		Cantidad	4	385.72 1542.88
			UO09	1542.88

03		DRENAJE		
UO10	m	Tubo PVC 150 mm		
		m. Tubería de PVC de diámetro 150 mm colocada para desagüe del tablero.		
		Cantidad	6	6.38 38.28
			UO10	38.28
UO11	Ud	Sumidero 25x25cm tablero puente		
		Ud. Sumidero de 250x250 mm colocado en tablero de la estructura, totalmente instalado.		
		Cantidad	35	73.67 2578.45
			UO11	2578.45

04 EQUIPAMIENTOS				
UO12	m	Marca vial 10 cm		
		M. Marca vial reflexiva de 10 cm, con pintura reflectante y microesferas de vidrio, con máquina autopropulsada.		
		Longitud	78.5	0.29 22.77
			UO12	22.77
UO13	m	Marca vial 15 cm		
		M. Marca vial reflexiva de 15 cm, con pintura reflectante y microesferas de vidrio, con máquina autopropulsada.		
		Longitud	78.5	0.50 39.25
			UO13	39.25
UO14	m	Barrera rígida con barandilla		
		M. Barrera rígida con barandilla de puente, colocada y montada incluso parte proporcional de anclajes y peana de apoyo de hormigón sobre tablero.		
		Cantidad	160	132.44 21190.40
			UO14	21190.40
UO15	m2	Emulsión ECI imprimación		
		M2. Emulsión catónica ECI en riego de imprimación, barrido y preparación de la superficie.		
		Losa superior	863.50	0.25 215.88
			UO15	215.88

UO16	T	MBC G-20. Betún y filler		
		T. Mezcla bituminosa en caliente tipo G-20 incluso betún y filler, totalmente extendida y compactada para capa de rodadura de tablero.		
		Cantidad	102.38	32.39 3316.22
			UO16	3316.22
UO17	m2	Pavimento carril bici		
		M2. Pavimento de color rojo tipo RAL 3009 o similar. Pavimento con alto grado de desgaste mecánico y características antideslizantes y de resistencia a la abrasión. Pavimento SIKA o similar incluido transporte, limpieza, colocación y acabado.		
		Cantidad	158	23.45 3705.10
			UO17	3705.10
UO18	Ud	Imposta prefabricada exterior		
		Ud. Imposta prefabricada exterior con módulos de 2490 mm, incluido transporte y colocación, incluso en segunda fase de la contraimposta.		
		Cantidad	31	77.63 2406.53
			UO18	2406.53
UO19	Ud	Defensa de calzada		
		Ud. Defensa prefabricada tipo Barrera New Jersey, colocada en la separación entre calzada y carril bici, con módulos de 2490 mm, incluido transporte y colocación.		
		Cantidad	31	54.34 1684.54
			UO19	1684.54

Dicha valoración económica se ha realizado sin incluir beneficio industrial, gastos generales e impuestos, por lo que supone una buena aproximación del Presupuesto de Ejecución Material (PEM). Se resume en la siguiente tabla en función del porcentaje que cada uno de los capítulos supone en la valoración final.

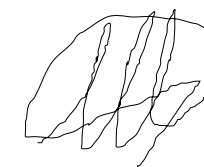
CAPITULO	VALORACION	PORCENTAJE
1. SUPERESTRUCTURA	113,434.67	75,05 %
2. ELEMENTOS DE TRANSICION	2,528.88	1.67 %
3. DRENAJE	2,616.73	1.73 %
4. EQUIPAMIENTOS	32,580.69	21.55 %
	151,160.97	100 %

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada en la cantidad de CIENTO CINQUENTA MIL CIENTO SESENTA CON NOVENTA Y SIETE CENTIMOS.

TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCION MATERIAL	151,160.97
17 % Gastos generales	25,697.36
6 % Beneficio industrial	9,069.66
Suma GG + BI	34,767.02
TOTAL PRESUPUESTO SIN I.V.A.	185,927.99
21 % I.V.A.	39,044.88
PRESUPUESTO TOTAL	224,972.87

Asciende el presente presupuesto de licitación a la expresada en la cantidad de DOS CIENTOS VEINICUATRO MIL NOVECIENTOS SETENTA Y DOS CON OCHENTA Y SIETE CÉNTIMOS.

Valencia, Septiembre 2016



Fdo: Raúl Peris Fernandez