



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

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

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
TRABAJO FIN DE MÁSTER

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UNA PASARELA SOBRE EL RÍO CÉRVOL EN VINAROS (CASTELLÓN), USANDO HORMIGÓN DE ALTAS PRESTACIONES (UHPC). ANÁLISIS ESTRUCTURAL, DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO.

AUTOR:

Pablo Tarín Benedito

TUTOR:

Hugo Coll Carrillo

CURSO ACADÉMICO 2015/2016

Valencia, a Junio de 2016

Documento nº 1

Memoria y Anejos

Memoria

1.- INTRODUCCIÓN

El Hormigón de Muy Alto Rendimiento (HMAR) o Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) es un material pétreo de construcción de muy altas prestaciones, resultante de combinar las tres tecnologías más punteras utilizadas en el hormigón: alta resistencia, autocompactabilidad y empleo de fibras. Entre sus propiedades destacables se presentan: elevada resistencia a compresión, resistencia a tracción considerable, elevada ductilidad proporcionada por las fibras, reducción de la fisuración, acercamiento del ELS al ELU, mayor aprovechamiento del pretensado, agilización de los procesos de prefabricación, reducción de las longitudes de anclaje necesarias o disminución del tamaño de las secciones a disponer.

La primera aplicación del UHPFRC en pasarelas en España fue una pasarela desarrollada desde el grupo de investigación en tecnologías de hormigones especiales del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València (UPV) como parte de las actuaciones previstas en el *Proyecto de Acondicionamiento del Barranco de las Ovejas* en Alicante. La utilización del también denominado hormigón de muy alto rendimiento (HMAR) se justificó principalmente, además de por el hecho de otorgar un carácter innovador a la obra, por motivos de durabilidad. Las excelentes propiedades del UHPFRC hacen que resulte un material idóneo a emplear en estructuras situadas en entornos marinos.

Materializar con éxito esta primera experiencia permitió validar el uso del UHPFRC como alternativa real a los materiales convencionales en este tipo de estructuras (puentes y pasarelas en ambientes marinos). Pese a tratarse de un material más caro, se comprobó que es posible proponer alternativas en HMAR perfectamente competitivas, teniendo en cuenta que resulta fundamental para garantizar este resultado realizar una correcta fase de diseño. De este modo, deben plantearse tipologías estructurales y secciones que aprovechen al máximo las propiedades del material, puesto que se trata de un material compuesto por materias primas exclusivas, por lo que se tiene un coste de partida elevado.

Como fruto de la promoción de los resultados conseguidos a las distintas Administraciones promotoras de este tipo de obras, desde el Ayuntamiento de Vinaroz (Castellón) se planteó la posibilidad de proponer una solución en UHPFRC para una pasarela ubicada en la desembocadura del río Cérvol de 60 m de luz. Sin embargo, el aumento de luz considerable respecto al resto de actuaciones realizadas en España (luces en el rango de 30-40 m) pone en duda la aplicabilidad de la tipología resistente viga artesa con almas aligeradas en celosía utilizada en dichas actuaciones, debiendo proponer otras tipologías estructurales.

El objeto del presente documento es realizar el diseño estructural de la superestructura de una pasarela sobre el río Cérvol en Vinaroz (Castellón), empleando hormigón de altas prestaciones (UHPFRC), definiendo además el proceso de fabricación de los distintos elementos así como el proceso constructivo final.

El objetivo del mismo es presentar el estado actual del conocimiento en relación con el UHPFRC y su aplicación en puentes y pasarelas, realizar un estudio de soluciones para escoger la tipología resistente óptima a aplicar, desarrollar una herramienta de cálculo seccional que permita adaptar la fase de diseño al comportamiento del material, realizar el diseño estructural, cálculo y dimensionamiento de los elementos que forman la superestructura de pasarela, definir el proceso de fabricación de los distintos elementos, definir el proceso constructivo de la pasarela y por último, realizar una valoración económica de la actuación.

2.- ESTADO DEL ARTE

2.1.- UHPFRC

A diferencia del hormigón convencional, la ausencia de una normativa internacional que defina completamente el material UHPFRC en cuanto a composición, comportamiento y empleo, conlleva a la ramificación de numerosas líneas de investigación y, por tanto, gran variedad de dosificaciones en función de objetivos diferentes que resultan en comportamientos distintos. Es por ello por lo que el presente trabajo se centra en la experiencia propia del grupo de trabajo del ICITECH.

Una común clasificación de este material es que presta un comportamiento híbrido entre los materiales convencionales acero y hormigón compartiendo las principales ventajas entre ambos que suelen traducirse en el proyecto de elementos esbeltos de alta resistencia a compresión y mejor comportamiento a tracción que el hormigón convencional. Ello es debido a la alta resistencia, autocompactabilidad y el empleo de fibras.

Para conseguir dichas altas prestaciones, los aspectos de materias primas, proceso de fabricación y niveles de control, deben estar estrechamente relacionados entre sí y en donde, apostar por asegurar una excelente calidad en su combinación, con el consecuente coste económico, supone la creación de un material que, en su conjunto, resulta ser muy competitivo en estética, eficiencia estructural y, además, economía, ya que se sitúa en un coste intermedio entre el acero y el hormigón convencional. Por lo tanto, resulta indispensable el empleo de materias primas exclusivas (fibras de alto límite elástico, aditivos de tercera generación o reducidos tamaños máximos de áridos), fabricación en plantas convencionales de prefabricados con procesos de alta energía de fabricación y curado al vapor con altos niveles de control en cuanto a contenidos de agua, humedad, secuencias y direcciones de vertido (orientación de fibras), precisión de espesores, recubrimientos...

El grupo de trabajo define las características principales del material de la siguiente manera:

- Elevada resistencia a compresión a largo y a corto plazo. En 24 horas, tras el vertido, se alcanzan resistencias a compresión medias del entorno de los 80 MPa, mientras que para un plazo de 28 días, se obtienen valores de resistencia a compresión, para probetas cúbicas, por encima de los 130 MPa.
- Resistencias a tracción suficientes como para tenerlas en cuenta en el cálculo seccional, además de cubrir los esfuerzos debidos a la retracción e incluso frente a sollicitaciones tangenciales suprimiendo cuantías mínimas geométricas y cercos de cortante con un consecuente ahorro importante en armado pasivo y en labores de ferrallado.
- Ambas mejoras resistentes justifican las importantes reducciones en sección transversal y, por tanto, volumen total de material empleado (del orden del 60-75% del equivalente hormigón convencional), lo que supone que, junto con el empleo de subproductos industriales como las cenizas volantes o el humo de sílice, se trate de un material más sostenible medioambientalmente, a pesar de que el empleo de cemento sea del orden de tres veces superior, pues en un cómputo global el volumen empleado es mucho menor. A todo ello debe añadirse el hecho de la menor necesidad del empleo de áridos, pues la resistencia viene dada por el propio conglomerante siempre en busca de una mayor compacidad. Gracias al empleo de materiales finos y el uso de superplastificantes en la mezcla, se consiguen propiedades autocompactantes.
- De todo lo anterior se deduce la ventajosa posición de este material en la industria del prefabricado, reduciendo plazos y áreas de acopio. La importante disminución de volumen tiene relación directa con el peso, por lo que la manipulación de piezas es una labor mucho más sencilla y requiere de maquinaria menos pesada, lo que se traduce en un importante ahorro económico.
- La distribución aleatoria de fibras en la totalidad del material favorecen la adecuada redistribución de esfuerzos internos, favoreciendo un comportamiento muy dúctil con grandes deformaciones previas a la rotura. Dicha fase de descarga representa la pérdida de adherencia entre las fibras (fundamentalmente la conocida como fibra corta) y el hormigón que se manifiesta como un deslizamiento entre ambas partes hasta, finalmente, alcanzar la rotura. Este proceso dota a estas estructuras de una mayor seguridad.

- Estrechamente relacionado con la redistribución de esfuerzos, es posible explicar el hecho de que las fisuras se presenten mucho más distribuidas y de menor abertura que en el hormigón convencional. Este fenómeno recibe el nombre de microfisuración y se puede definir como el desarrollo de multitud de fisuras con un espaciamiento muy reducido y de abertura mínima únicamente perceptible para deformaciones entorno al 2.5-3‰. Dicha deformación está en el orden de magnitud de la plastificación del acero y consecuentemente, cercana al agotamiento de la pieza favoreciendo el cumplimiento de los Estados Límite de Servicio.
- Compaginando la gran ductilidad del material con su alta resistencia a compresión, permite un mayor aprovechamiento del pretensado.
- El hecho de conseguir acabados tan compactos, junto con el efecto de la microfisuración, conllevan al proyecto de estructuras con excelente respuesta en cuanto a durabilidad (incluso para los clases de exposición más agresivas), resistencia a los rayos UV, buenos comportamientos frente a impactos y posibilidad de realizar uniones mecanizadas que realza, una vez más, su idoneidad en la industria del prefabricado. Todos estos aspectos conllevan a una mayor vida útil y, por tanto, menores recubrimientos de armaduras, tal y como se explica en el Anejo IV: "Diseño Estructural".
- Finalmente, otro factor que cada vez tiene mayor peso en los análisis multicriterio entre diferentes alternativas, es la componente estética. A pesar de contener cierta perspectiva subjetiva, la forma de la estructura debe responder a la lógica de su percepción, es decir, cuando se proyecta una estructura eficiente se entiende que la acción principal es la que confiere la forma final a la estructura y suele estar directamente relacionado con estructuras ligeras y esbeltas. Además, el acabado superficial del UHPFRC puede adaptarse a gran variedad de geometrías de los moldes debido al alto contenido en finos.

En resumen, se puede afirmar que el UHPFRC permite la fabricación de piezas esbeltas próximas a las secciones que se consiguen en estructuras metálicas con la ventaja de que son moldeables con multitud de geometrías y sin juntas frías. Además, permite exprimir al máximo las posibilidades del pretensado, que además asegura el contacto entre los distintos elementos prefabricados. Por el contrario, cabe indicar que su comportamiento frente al fuego es peor que el del hormigón convencional, dado que la rápida pérdida de humedad, con un acabado tan compacto, provoca estallidos en la matriz del material.

Debe indicarse que en el Anejo I: "Estado del arte" se recogen todos los aspectos relativos a la caracterización del material para el diseño, evaluando tanto su caracterización a compresión como a tracción. Por otro lado, también se describe el comportamiento del UHPFRC a flexión. Por último, para concluir con la definición del material, se muestra una breve descripción de los efectos diferidos. A modo de síntesis de la información recogida en el citado anejo, la siguiente figura muestra las ecuaciones constitutivas del material, así como el comportamiento a flexión del mismo:

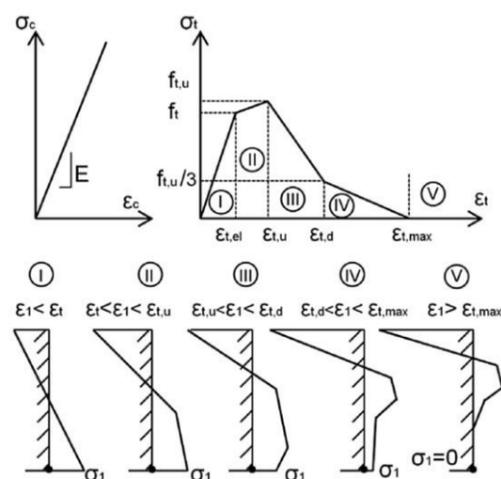


Figura 1 Síntesis del comportamiento a compresión, tracción y flexión del UHPFRC [J.Á. López et al. 2016]

2.2.- Aplicación actual del UHPFRC en puentes

La utilización del UHPFRC en el diseño y cálculo de puentes y pasarelas presenta una serie de ventajas, las cuales Fehling, Bunge y Schmidt (2009) sintetizan como se expone a continuación:

- En elementos sometidos a flexión simple o compuesta, puede tenerse en cuenta la resistencia a tracción que aportan las fibras, asegurando un comportamiento dúctil de los elementos.
- El armado pasivo convencional y las fibras pueden ser utilizados conjuntamente de forma eficiente
- El UHPFRC puede desarrollar tensiones de adherencia muy altas (hasta 50 MPa), lo que lleva a considerar longitudes de anclaje o solape mucho menores que en el hormigón convencional.
- La resistencia frente a fatiga del UHPFRC bajo compresiones cíclicas representa alrededor del 40% de la resistencia a compresión estática. Esto supone un comportamiento similar al del hormigón convencional.
- El uso de áridos con un tamaño máximo (TMA) de 1 a 2 mm mejora la homogeneidad de la matriz. Sin embargo, en elementos de UHPFRC con dimensiones considerables, pueden utilizarse áridos con mayor TMA, llegando incluso hasta 8 mm.
- La prefabricación es altamente recomendable para obtener elementos estructurales de gran calidad. En el caso de que las piezas se sometan a tratamientos de calor (curado al vapor o similares), se pueden eliminar los efectos principales de la retracción autógena, así como reducir el coeficiente de fluencia de $\phi = 0,8$ a $\phi = 0,2 - 0,3$.
- El pretensado de los elementos con armaduras activas, ya sean pretesas o postesas, puede ser utilizado de manera muy eficiente, buscando aprovechar al máximo la alta resistencia del UHPFRC. Además, el comportamiento en servicio de la estructura mejora significativamente (se minimiza o incluso evita la fisuración, se reducen las flechas debidas a los efectos diferidos, etc).
- La resistencia frente al fuego del UHPFRC puede ser mejorada sustancialmente si se sustituyen los áridos de cuarzo por áridos de basalto. La utilización de fibras de polipropileno pueden proveer espacios de expansión para el vapor de agua.
- Debido a la alta resistencia a tracción (hasta 10 MPa) y a la estructura densa de los elementos de UHPFRC, se trata de un material apto para ser pegado. Esto abre la puerta a la realización de uniones pegadas, ya sea entre elementos de UHPFRC o con elementos de otros materiales.

Ante tales ventajas, la aplicación del UHPFRC en puentes y pasarelas ha ido en constante aumento en los últimos años, destacando las siguientes actuaciones realizadas en distintos países.

En Alemania destaca la pasarela sobre el río Fulda, en Kassel, la cual sustituye a una antigua pasarela de madera clausurada tras sufrir daños continuados por hongos. El ayuntamiento de la ciudad de Kassel, como propietario de la pasarela, buscaba una solución durable y ligera para sustituirla, lo que fue visto como una oportunidad por la Universidad de Kassel, que llevaba tiempo investigando sobre el UHPC, un material innovador que prometía una durabilidad superior en comparación con otros materiales como acero, madera u hormigón convencional.

Para el diseño conceptual se tuvo en cuenta como principal condicionante que las pilas existentes debían ser utilizadas en la nueva pasarela, ya que la concepción de una solución de gran luz habría incrementado el coste del proyecto sustancialmente. Como las antiguas subestructuras tenían que reutilizarse, la nueva superestructura no podía resultar mucho más pesada que la existente en madera. Frente a soluciones en hormigón convencional pretensado, que difícilmente cumplirían la limitación anterior, se planteó una solución de viga continua en celosía que utilizaba elementos unidimensionales de UHPC.

En cuanto a la sección transversal de la celosía, se optó por una sección triangulada. En un diseño preliminar, se concibió que la celosía estuviera constituida por diagonales de acero y cordones superior e inferior de UHPC. El cordón inferior podría constituirse por una viga pretensada de UHPC ya que, teóricamente, la alta resistencia y las correspondientes deformaciones elevadas permitirían que la pieza trabajase sin fisurarse. Sin embargo, ya que en ese momento aún no existían experiencias prácticas en ese sentido, se decidió utilizar elementos de UHPC únicamente en el cordón superior de la celosía y en el tablero, utilizando acero también en el cordón inferior. Cabe destacar que las secciones se encontraban pretensadas en las almas, mientras que en el resto de la pasarela no se dispuso ningún tipo de armado pasivo, a excepción de las zonas de anclaje. La siguiente figura muestra una vista general de la pasarela:



Figura 2 Pasarela sobre el río Fulda en Kassel [Fehling 2009]

En Japón existen numerosas aplicaciones del UHPC en puentes y pasarelas. Respecto a las pasarelas, destaca la pasarela Sakata-Mirai, la cual salva un único vano de 49 m de luz mediante una viga constituida por segmentos prefabricados de sección en cajón, unidos monólicamente mediante un pretensado externo. El peso total de la pasarela es de tan solo 540 kN, alrededor de una quinta parte del peso que tendría una pasarela equivalente en hormigón convencional. Esto es debido al poco espesor de los elementos que forman el cajón: por ejemplo, la losa superior tiene un espesor de 5 cm mientras que las almas tienen un espesor de 8 cm. La siguiente figura muestra una vista general de la pasarela:



Figura 3 Pasarela Sakata-Mirai [Tanaka et al. 2009]

También destaca la pasarela Akakura Onsen Yukemori, que salva un único vano de 36 m mediante una viga con sección en cajón. El espesor de la losa superior es de 7 cm mientras que el canto total de la viga es de 95 cm. A diferencia de la pasarela anterior, donde la viga estaba formada por segmentos celulares, en este caso la sección en cajón se constituye mediante elementos prefabricados de forma separada: una losa superior y una viga con sección en U, unidos mediante un innovador sistema de unión mediante pernos que asegura la transferencia de esfuerzos rasantes (*perfobond* o PBL). El sistema ideado permite uniones más compactas que los conectores convencionales, dada su mayor rigidez a cortante. La siguiente figura muestra un detalle de la unión con conectores así como una vista general de la pasarela:

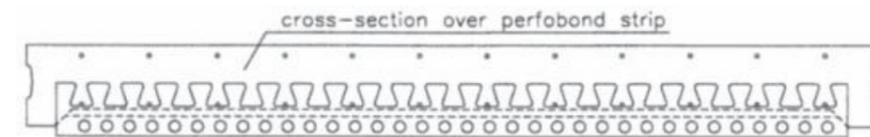


Figura 4 Detalle de unión con conectores perfobond (PBL) y vista de la Pasarela Akakura Yukemori [Tanaka et al. 2009]

Por último, la pasarela Hikita, que salva un vano de 63 m de luz mediante una viga constituida por segmentos prefabricados de viga artesa, se trataba del puente de viga artesa hecho con UHPFRC más largo del mundo en el momento de su construcción. Los segmentos, con espesores de alma y losa inferior de 12 y 25 cm respectivamente, se unieron monólicamente en obra mediante junta húmeda y pretensado exterior.



Figura 5 Pasarela Hikita [Tanaka et al. 2009]

Con respecto a la aplicación del UHPC en puentes de carretera japoneses, destacan dos actuaciones. La primera de ellas se trata del puente Horikoshi C-Ramp, compuesto por cuatro vigas en I prefabricadas de UHPC y pretensadas unidas a una losa hormigonada in-situ de hormigón convencional. Este puente de carretera fue el primero en Japón en utilizar UHPFRC para las vigas principales. En comparación con la solución equivalente en hormigón convencional, se redujo el número de vigas necesarias de 11 a 4, resultando un puente un 30% más ligero que el diseño original. Además, el peso de cada una de las vigas se redujo de 120 a 50 kN, permitiendo la utilización de grúas más ligeras. La siguiente figura muestra una vista general del puente:



Figura 6 Puente Horikoshi C-Ramp [Tanaka et al. 2009]

La segunda aplicación del UHPC en puentes de carretera japoneses se realizó en la construcción del puente Torisalogawa. Este puente está constituido por una viga en cajón formada por almas de acero corrugado y losas de hormigón convencional. El proceso constructivo del puente se realizó mediante empuje del mismo. Sin embargo, en vez de utilizar una nariz de lanzamiento provisional en acero, se decidió construir una sección frontal de la viga en cajón mediante almas de acero corrugado, cordones superiores de acero y cordones inferiores de UHPC, de modo que se consiguiera aligerar la nariz. Una vez se completó el lanzamiento, estos elementos pasaron a ser elementos permanentes del puente. La utilización del UHPC en los cordones inferiores, que se prefabricaron y se unieron entre sí mediante junta húmeda, permitió que la sección transversal de la nariz de lanzamiento fuera más pequeña y por tanto más ligera que si se hubiese ejecutado con hormigón convencional.



Figura 7 Nariz de lanzamiento durante proceso constructivo [Tanaka et al. 2009]

En cuanto a EEUU, la Administración Federal de Autovías de los Estados Unidos (o FHWA por sus siglas en inglés) lleva investigando las aplicaciones del UHPC en la infraestructura vial de EEUU desde el año 2001 y aplicando dicha tecnología desde 2002. Uno de los principales puntos del programa de UHPC de la FHWA ha sido el desarrollo de componentes modulares de UHPC que permitan acelerar el proceso constructivo de los puentes del mismo modo que constituyan estructuras durables y que requieran un mínimo mantenimiento a lo largo de su vida útil. Otro de los puntos principales ha sido el desarrollo de sistemas de sustitución de tableros que permitan el desmantelamiento del tablero existente y la rápida restitución por elementos modulares de UHPC.

Por ejemplo, en el puente Mars Hill, que fue el primer puente en utilizar una superestructura de UHPC en EEUU, se utilizaron 3 vigas pretensadas de sección en I de UHPC. La utilización de UHPC permitió construir vigas con dimensiones menores a las indicadas en los estándares americanos para hormigón convencional. Además, se prescindió de los cercos de cortante, habituales en este tipo de vigas, dado que la resistencia ofrecida por las fibras de acero fue suficiente para resistir las cargas de diseño. La siguiente figura muestra una imagen del puente:



Figura 8 Puente Mars Hill [Graybeal 2009]

También destaca el puente sobre la Ruta 31 en Lyons (Nueva York), el cual constituye la primera aplicación del UHPC como material de unión entre elementos del tablero de un puente en EEUU. El puente, que salva una luz de 26 m, está formado por 8 vigas prefabricadas pretensadas de sección en doble T de hormigón convencional. El detalle de unión entre vigas consiste en una llave de cortante longitudinal con forma de diamante, dentro de la cual se incluyen pasadores. Gracias a la utilización del UHPC se consigue reducir la longitud de solape necesaria entre pasadores a 152 mm. La figura 9 muestra un detalle de la unión.

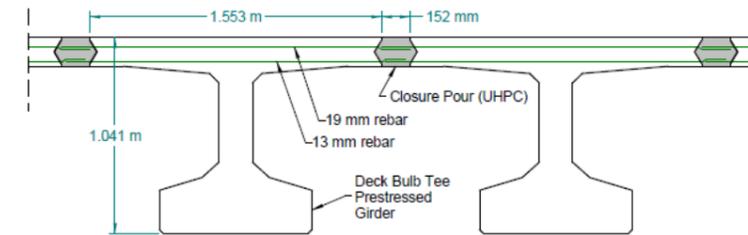


Figura 9 Detalle de la unión entre vigas longitudinales mediante UHPC [Graybeal 2009]

Por otro lado, dentro del programa impulsado por la FHWA se han hecho grandes esfuerzos en desarrollar sistemas de sustitución de tableros que permitan el desmantelamiento del tablero existente y la rápida restitución por elementos modulares de UHPC. Como resultado del proceso de investigación de la FHWA, se adaptaron los paneles tipo Waffle utilizados durante décadas en la industria de la edificación (forjados reticulares) a su utilización en tableros de puentes, llegando incluso a publicar una guía de diseño.

Los elementos tipo Waffle consisten en paneles modulares con familias de nervios ortogonales, pretensadas en sentido longitudinal, los cuales se unen entre sí mediante llaves de cortante longitudinales y transversales y a las vigas longitudinales mediante conectores embebidos en orificios practicados en el propio panel, rellenos todos ellos in situ con UHPC. El proceso constructivo a seguir se detalla a continuación:

1. Demolición del tablero de hormigón convencional existente
2. Eliminación de la armadura de rasante existente en las vigas longitudinales
3. Disposición de los nuevos conectores en las vigas longitudinales
4. Diseño, fabricación y transporte de los paneles tipo Waffle
5. Colocación de los paneles sobre los conectores de las vigas longitudinales
6. Hormigonado de uniones viga-panel y panel-panel

La figura 10 muestra una visión general de los paneles tipo Waffle.

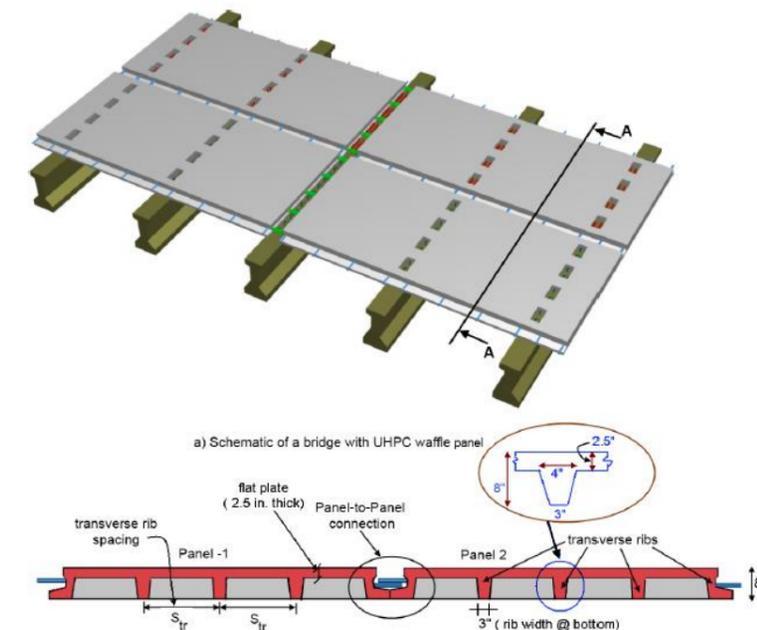


Figura 10 Visión general de los paneles tipo Waffle [FHWA 2013]

En cuanto a la aplicación del UHPFRC en España, el grupo de investigación en tecnologías de hormigones especiales del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València (UPV) ha llevado a cabo recientemente dos actuaciones.

La primera de ellas corresponde a la pasarela sobre el Barranco de las Ovejas en Alicante. Concebida inicialmente como una pasarela metálica, el entorno marino en el que se ubicaba la misma originó una serie de dudas sobre la idoneidad de utilizar acero como material estructural. Bajo las premisas de plantear una solución de similar peso y coste económico, se diseñó una pasarela constituida por una viga con sección en artesa y almas aligeradas, dando por tanto lugar a una celosía. Las almas de esta viga artesa, que salva una luz libre de 42,81 m, quedan constituidas por dos celosías Warren modificadas de canto variable, desde 1,44 m en apoyos hasta 2,07 m en el centro. Cabe destacar que los cordones comprimidos se encuentran aligerados con el fin de disminuir el volumen de material necesario, reducir el peso e incrementar el radio de giro mientras que los cordones traccionados se encuentran pretensados mediante 18 cordones Y1860S7 cada uno de ellos. La siguiente figura muestra una vista 3D de la pasarela:

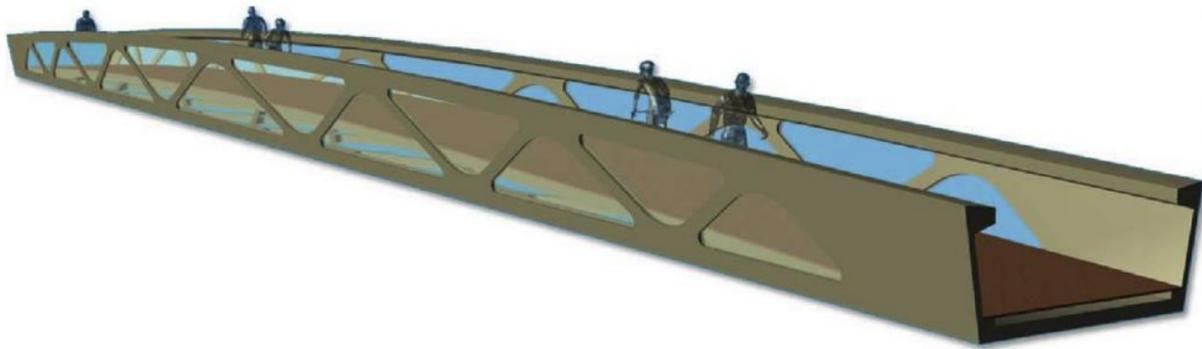


Figura 11 Vista 3D de la pasarela sobre el Barranco de las Ovejas [Serna et al. 2015]

Por otro lado, la pasarela sobre la V-21 en Puçol constituye la segunda pasarela realizada en España con UHPFRC. Al igual que en la pasarela sobre el Barranco de las Ovejas en Alicante, es la cercanía al mar la que hace que una solución en UHPC sea la óptima desde el punto de vista de la durabilidad, dado que el material requiere un mantenimiento muy reducido. Esta pasarela, que salva una luz máxima de 33 m, cuenta con tres vanos centrales además de rampas de acceso con barandillas realizadas en el mismo material pero con tonos madera. La siguiente figura muestra una vista desde el interior de la pasarela:



Figura 12 Vista del vano central de la pasarela sobre la V-21 [RDC 2016]

Una vez descritas las principales aplicaciones del UHPFRC en puentes y pasarelas en el mundo, debe describirse en detalle el puente que ha servido de referencia para la realización de este proyecto: el puente WILD, en Austria. Este puente, que tiene una longitud total de 157 m, salva su vano principal mediante un arco de 69 m de luz construido con elementos modulares de UHPC.

Debido al mecanismo de transmisión de cargas que poseen, los puentes tipo arco permiten una óptima utilización del UHPC, pues permiten aprovechar su elevada resistencia a compresión. Además, la elevada rigidez que aporta su propia geometría ofrece ventajas comparativas frente a los puentes tipo viga, donde los estrictos límites de deformaciones a menudo impiden que se consiga un óptimo aprovechamiento de las secciones.

El vano central del puente consiste en dos arcos paralelos poligonales de 69 m de luz, formados por segmentos rectangulares huecos de tan sólo 6 cm de espesor, unidos entre sí mediante elementos de conexión o elementos *knee*, de mayor grosor. Los distintos segmentos que forman el arco se unen entre sí mediante cables de pretensado externos, dispuestos en el interior de la sección, y llaves de cortante, formando por tanto una junta seca. Gracias a la geometría del arco, los esfuerzos cortantes y los esfuerzos flectores no adquieren un valor muy importante, por lo que la resistencia aportada por las fibras es suficiente para resistirlos y no se requiere ningún tipo de armado adicional, ni longitudinal ni transversal. Además, el pretensado externo del arco mejora la estabilidad durante la fase constructiva. Para asegurar la durabilidad, todas las uniones entre segmentos y elementos de conexión se diseñan para que en fase de servicio no se produzca la descompresión de las mismas. La figura 13 muestra una sección transversal del puente en su vano central mientras que la figura 14 muestra un resumen esquemático de los distintos elementos que forman el arco.

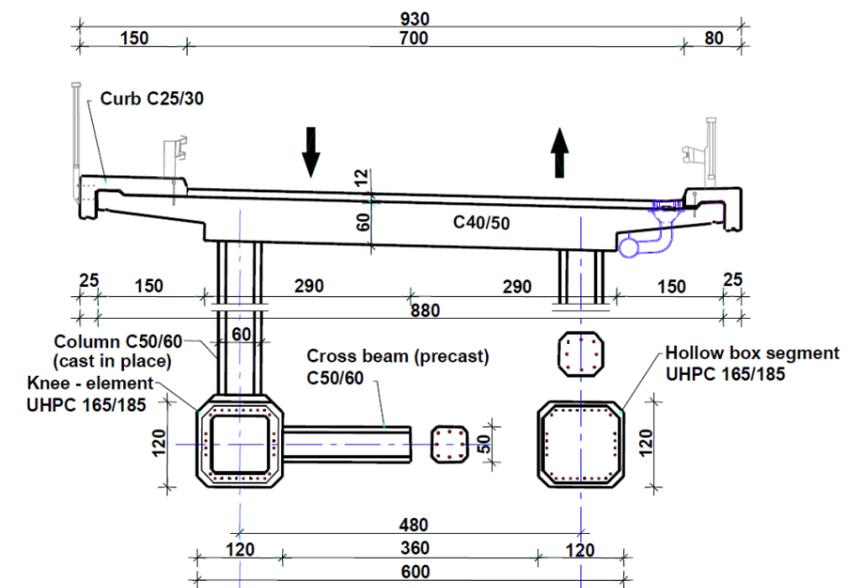


Figura 13 Sección transversal del puente en su vano central [Reichel, Sparowitz, Freytag 2011]

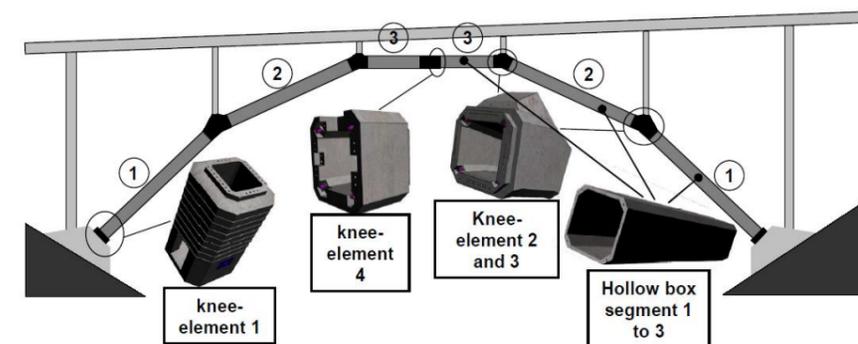


Figura 14 Resumen de elementos que forman el arco del vano central [Tue 2013]

Con respecto al procedimiento constructivo, los elementos modulares del arco, prefabricados y transportados a obra, se ensamblan conjuntamente utilizando los cables de pretensado externo dispuestos en el interior de los mismos. Este proceso constructivo representa una mínima utilización de medios: únicamente se requiere una grúa móvil y un conjunto de cables para fijar provisionalmente la posición del arco mientras se pretensan los cables del interior del mismo.

Debido al reducido espesor de las paredes de los elementos modulares, las cargas concentradas debidas a los aparatos de elevación durante la fase constructiva difícilmente pueden ser transmitidas, incluso utilizando elementos de elevación convencionales. Únicamente en los elementos de conexión fue posible la disposición de este tipo de elementos, desarrollándose elementos específicos de elevación para los elementos más vulnerables. La figura 15 muestra el proceso constructivo del vano central del puente mientras que la figura 16 muestra un elemento de conexión en la planta de prefabricado.



Figura 15 Proceso constructivo del arco del vano central [Reichel et al. 2009]



Figura 16 Elemento de unión o elemento knee [Reichel, Sparowitz, Freytag 2011]

2.3.- Puentes arco atirantados tipo bowstring

Los puentes arco con tablero inferior o puentes arco atirantados tipo bowstring permiten la utilización de la tipología arco en puentes cimentados sobre terrenos poco competentes. Mientras que en un puente arco con tablero superior las cargas del mismo se transmiten al terreno mediante una reacción inclinada, originando grandes empujes horizontales, en un puente arco con tablero inferior es el propio tablero quien atiranta al arco, absorbiendo el empuje horizontal del mismo y permitiendo que únicamente se transmitan al terreno cargas verticales. Este hecho explica la gran aplicación de esta tipología en entornos urbanos, donde habitualmente el terreno de apoyo no es competente o donde no quieren transmitirse cargas horizontales que originen problemas en las cimentaciones de las estructuras adyacentes. La siguiente figura muestra un esquema del comportamiento resistente de un puente arco atirantado tipo bowstring.

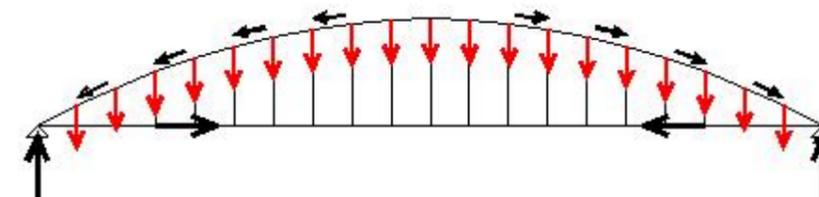


Figura 17 Comportamiento resistente puente arco atirantado tipo bowstring

Este apartado recoge una serie de puentes y pasarelas tipo arco atirantado ejecutados o proyectados recientemente, recopilando las distintas geometrías adoptadas en las actuaciones realizadas en la actualidad.

2.3.1.- Puente arco sobre la Rambla del Cañuelo en Roquetas de Mar

Se trata de un puente arco de 60,35 m de luz formado por dos arcos metálicos, exentos y paralelos entre sí.

Los arcos, formados por secciones trapezoidales de ancho creciente y canto decreciente de arranques a clave, tienen una flecha máxima de 8,60 m, lo que conlleva una relación flecha/luz aproximada de 1/7.

El tablero, de 25 m de ancho, está formado por dos vigas cajón longitudinales de sección trapezoidal de 0,52 m de canto, unidas entre sí mediante vigas transversales de sección en T espaciadas 4,00 m.

Por último, el tablero se suspende de los arcos mediante dos sistemas de 11 péndolas verticales, espaciadas 4,60 m entre sí.

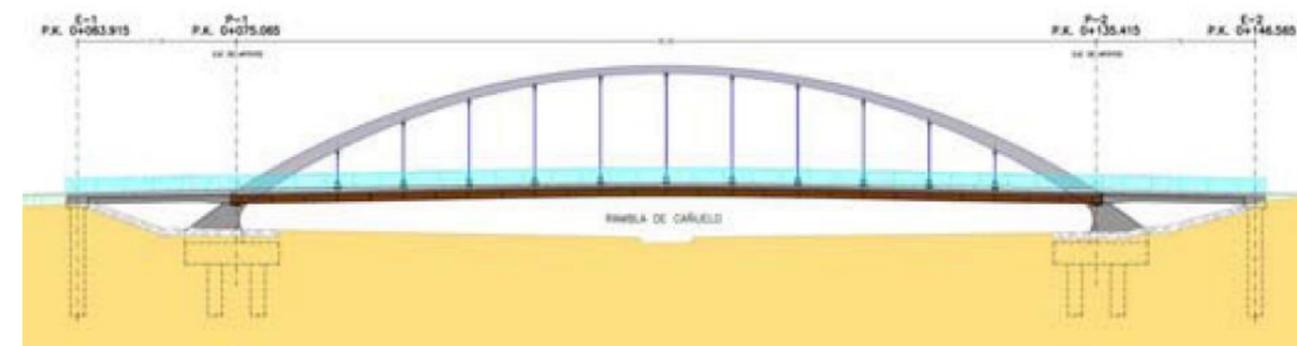


Figura 18 Alzado del puente arco sobre la Rambla del Cañuelo [Jorquera 2005]

2.3.2.- Puente arco sobre el río Deba en Guipúzcoa

Se trata de un puente arco de 110 m de luz formado por dos arcos metálicos, dispuestos en sendos planos inclinados y arriostrados entre sí.

Los arcos, formados por tubos circulares de 80 cm de diámetro, tienen una flecha máxima de 20 m, lo que conlleva una relación flecha/luz aproximada de 1/5,5.

El tablero está formado por dos vigas cajón longitudinales de sección trapezoidal de 1,25 m de canto, unidas entre sí mediante vigas transversales de sección espaciadas 5,00 m.

Por último, el tablero se suspende de los arcos mediante dos sistemas de péndolas dispuestas en los planos inclinados siguiendo una disposición de celosía cruzada o malla tipo Network.



Figura 19 Vista del puente arco sobre el río Deba [Ortega 2010]

2.3.3.- Puente arco sobre el río Guadalquivir en Palma del Río

Se trata de un puente arco de 130 m de luz formado por dos arcos metálicos, dispuestos en sendos planos inclinados y arriostrados entre sí.

Los arcos, formados por tubos circulares de 90 cm de diámetro, tienen una flecha máxima de 25 m, lo que conlleva una relación flecha/luz aproximada de 1/5,2.

El tablero está formado por vigas longitudinales de sección tubular circular de 90 cm de diámetro, al igual que los arcos, unidas entre sí mediante vigas transversales de sección espaciadas 5,00 m.

Por último, el tablero se suspende de los arcos mediante dos sistemas de péndolas dispuestas en los planos inclinados siguiendo una disposición de celosía cruzada o malla tipo Network.



Figura 20 Vista del puente arco sobre el río Deba [Ortega 2010]

2.3.4.- Puente arco sobre el río Dambovita en Bucarest

Se trata de un puente arco de 117 m de luz formado por dos arcos metálicos, exentos y paralelos entre sí.

Los arcos, formados por secciones trapezoidales de ancho creciente y canto decreciente de arranques a clave, tienen una flecha máxima de 19 m, lo que conlleva una relación flecha/luz aproximada de 1/6,2.

El tablero está formado por dos cajones longitudinales de sección rectangular y canto constante, de dimensiones 0,50 x 0,50 m, unidos entre sí mediante vigas transversales de sección en T espaciadas 5,00 m.

Por último, el tablero se suspende de los arcos mediante dos sistemas de 10 péndolas verticales, espaciadas 10 m entre sí.

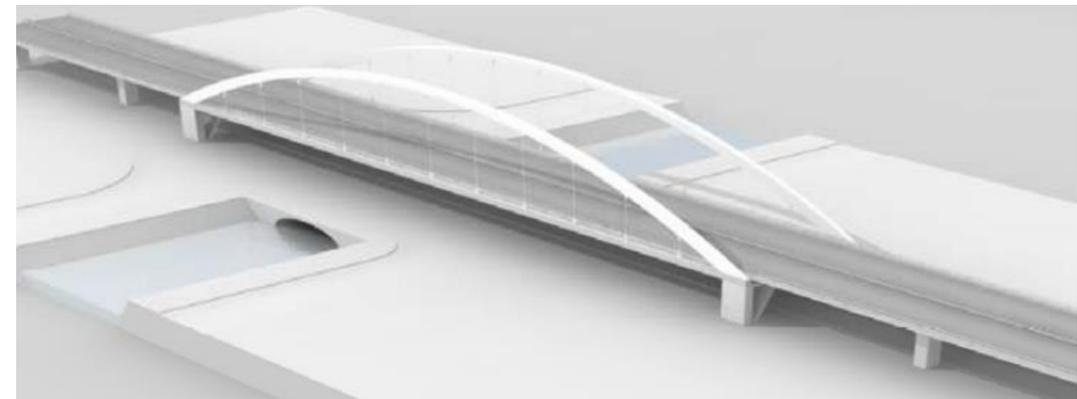


Figura 21 Alzado del puente arco sobre la Rambla del Cañuelo [Jorquera 2005]

2.3.5.- Pasarelas bowstring del Anillo Verde Ciclista de Madrid

Como parte del anillo ciclista que rodea Madrid, fue necesario diseñar tres estructuras que salvaran tres importante vías que parten de Madrid: la M-500, la N-VI y la N-II. Tras analizar los distintos condicionantes, se llegó a la conclusión de que era necesario proyectar pasarelas lo más ligeras posibles, que fueran estéticamente atractivas y que permitieran una fácil colocación. La tipología adoptada fue el arco atirantado tipo bowstring, con luces de 52 m (M-500), 60 m (N-VI) y 80 m (N-II), contando con una anchura de tablero de 5 m para las dos primeras y 6 m para la última.

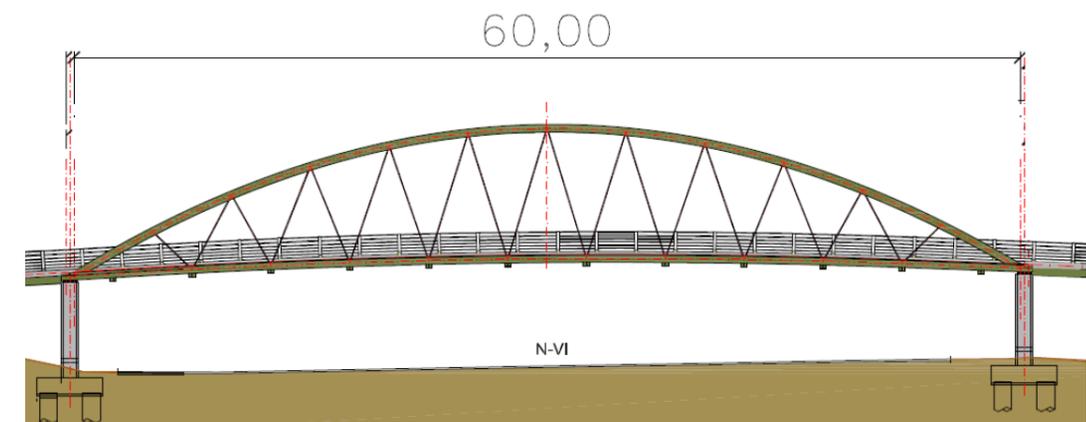


Figura 22 Vista frontal de la pasarela del Anillo Verde Ciclista de Madrid sobre la N-VI [Millanes 2008]

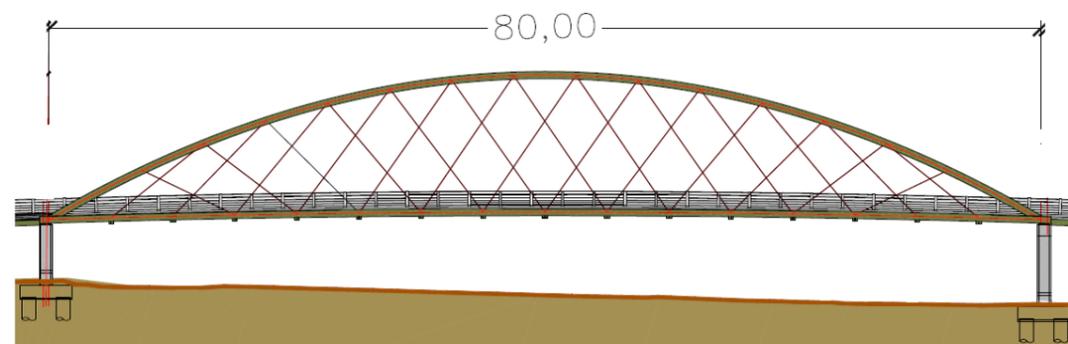


Figura 23 Vista frontal de la pasarela del Anillo Verde Ciclista de Madrid sobre la N-II [Millanes 2008]

Los arcos consisten en dos tubos huecos de acero de 51 cm de espesor para las pasarelas sobre la M-500 y la N-VI y de 61 cm para la de la N-II, con un espesor máximo en arranque de 25 mm. La relación de esbeltez o relación luz/canto es de 151, con una relación flecha/luz de 1/7. Transversalmente, los arcos se encuentran arriostrados mediante una celosía en K.

Longitudinalmente, los arcos se hallan arriostrados mediante tubos metálicos de igual diámetro que los arcos y espesor máximo de 16 mm, constituyendo por tanto dos vigas longitudinales. Sobre dichas vigas apoyan vigas transversales metálicas de canto variable (vientre de pez) dispuestas cada 5 m, sobre las que apoya una losa de 20 cm de espesor.

Respecto a las péndolas, debe indicarse que el arco y el tablero se relacionan entre sí mediante barras macizas circulares de acero S-460 y 42 mm de diámetro. Mientras que en las pasarelas sobre la M-500 y la N-VI se adoptó la disposición tipo Nielsen, en la pasarela sobre la N-II se adoptó el sistema Network dada su mayor luz, evitando las compresiones inadmisibles bajo caso de carga no simétrica que se producirían en caso de mantener el sistema Nielsen.

Debe indicarse que la pasarela sobre la N-VI ha constituido un claro referente para el dimensionamiento de la pasarela objeto de este proyecto, tal y como se recoge detalladamente en el Anejo nº2: "Estudio de Soluciones". La similitud tanto de la geometría como del tipo de acciones solicitantes (pasarela peatonal) ha permitido que la citada pasarela haya servido de ejemplo a la hora de tomar decisiones en un sentido u otro.

A este respecto, debe destacarse la gran importancia de la información recogida por Millanes, Matute y Nebreda en el artículo citado en relación con el análisis dinámico de la pasarela objeto de este proyecto. Si bien este tema se trata adecuadamente tanto en el Anejo nº2: "Estudio de soluciones" como en el Anejo nº4: "Diseño estructural", en este anejo debe citarse la información indicada al respecto:

"Otro aspecto de especial relevancia es el comportamiento dinámico. En los tres arcos la frecuencia propia se halla en torno a los 2 Hz, valor similar al de paso de un peatón. Sin embargo, no resulta relevante dado que, además de estar solicitadas fundamentalmente a la circulación de bicicletas, se trata de estructuras muy rígidas y con bastante masa, por los efectos dinámicos se ven rápidamente atenuados."

Tras analizar la información presentada, puede concluirse que la pasarela sobre la N-VI constituye un ejemplo de pasarela peatonal de 60 m de luz tipo arco atirantado bowstring con una frecuencia propia del primer modo de vibración vertical alrededor de 2 Hz sobre la cual no se ha notificado ninguna incidencia al respecto en la bibliografía. Como se ve en los anejos citados, este aspecto resulta de gran relevancia a la hora de realizar la comprobación del Estado Límite de Servicio de Vibraciones.

3.- ESTUDIO DE SOLUCIONES

3.1.- Motivación

Como se ha comentado anteriormente, la primera aplicación del UHPFRC en pasarelas en España fue una pasarela desarrollada desde el grupo de investigación en tecnologías de hormigones especiales del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València (UPV) como parte de las actuaciones previstas en el Proyecto de Acondicionamiento del Barranco de las Ovejas en Alicante. La utilización del también denominado hormigón de muy alto rendimiento (HMAR) se justificó principalmente, además de por el hecho de otorgar un carácter innovador a la obra, por motivos de durabilidad. Inicialmente, la pasarela prevista se había proyectado como una viga Vierendeel de acero estructural. Sin embargo, durante una determinada fase del proyecto fue necesario redactar un proyecto modificado, surgiendo dudas respecto a la idoneidad del acero como material estructural en el entorno marino donde se ubicaría la pasarela. Todas estas incertidumbres se vieron agravadas por el hecho de que meses atrás tuvo que clausurarse una pasarela de acero en El Perelló (Valencia) por problemas relacionados con la durabilidad. Finalmente se ejecutó una pasarela que salvaba los 42,81 m de luz del barranco mediante una viga artesa cuyas almas estaban constituidas por celosías Warren.

Materializar con éxito esta primera experiencia permitió validar el uso del UHPFRC como alternativa real a los materiales convencionales en este tipo de estructuras (puentes y pasarelas en ambientes marinos). Pese a tratarse de un material más caro, se comprobó que es posible proponer alternativas en HMAR perfectamente competitivas, teniendo en cuenta que resulta fundamental para garantizar este resultado realizar una correcta fase de diseño. De este modo, deben plantearse tipologías estructurales y secciones que aprovechen al máximo las propiedades del material, puesto que se trata de un material compuesto por materias primas exclusivas, por lo que se tiene un coste de partida elevado.

A esta primera aplicación le han seguido otras, como por ejemplo la pasarela sobre la V-21 en Puçol (Valencia), también en un ambiente marino, o las recientemente ejecutadas para la planta de reciclados Ribera del Xúquer en Guadassuar (Valencia), situadas en un ambiente de gran humedad por la proximidad del río Xúquer, todas ellas con luces comprendidas entre 20 y 35 m.

Como fruto de la promoción de los resultados conseguidos con las actuaciones descritas a las distintas Administraciones promotoras de este tipo de obras, desde el Ayuntamiento de Vinaroz (Castellón) se planteó la posibilidad de proponer una solución en UHPFRC para una pasarela ubicada en la desembocadura del río Cérvol.

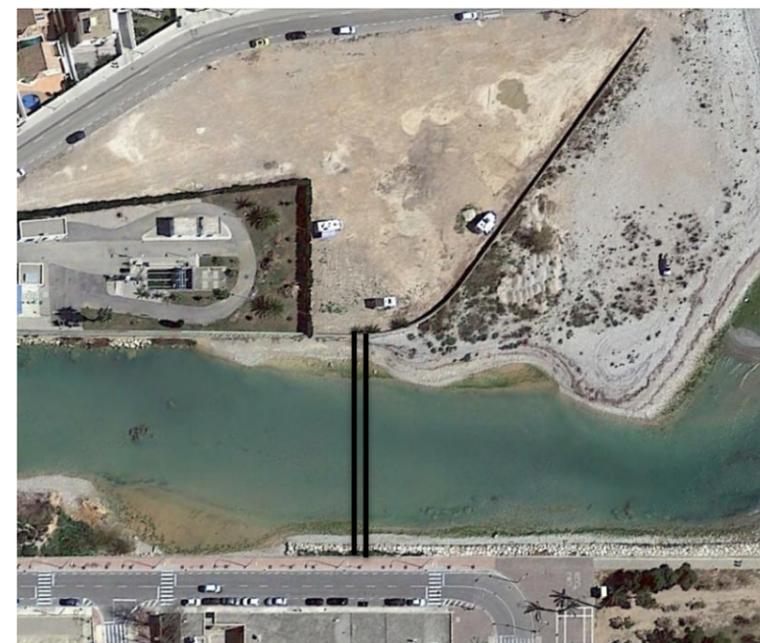


Figura 24 Ubicación definida por el Ayuntamiento de Vinaroz para la pasarela propuesta

3.2.- Justificación de la tipología resistente

El emplazamiento propuesto para la pasarela, situado en la desembocadura del río Cérvol al mar Mediterráneo, hace idónea la utilización del UHPFRC como material estructural, siguiendo la línea marcada por las otras actuaciones realizadas en España. Sin embargo, existe una diferencia fundamental a la hora de afrontar el diseño con respecto a las pasarelas mencionadas, la luz que debe ser salvada.

Como se ha comentado anteriormente, los tres conjuntos de pasarelas realizadas con UHPFRC en España se han resuelto utilizando la misma tipología resistente: vigas en artesa cuyas almas se encuentran aligeradas, constituyendo celosías Warren. Frente a otros tipos de celosía, la celosía Warren resulta mucho más eficiente ya que las diagonales trabajan de manera alternativa en compresión y tracción con una baja flexión.

Teniendo en cuenta los antecedentes existentes, en una primera fase del estudio de soluciones decide mantenerse la tipología resistente adoptada en el resto de soluciones, estudiando la viabilidad de la viga en artesa con almas aligeradas en luces superiores a 50 m, concretamente su aplicación a la pasarela objeto de este proyecto, de 60 m de luz. Para ello, se adapta la geometría de la pasarela del Barranco de las Ovejas, de modo que las celosías quedan conectadas en su parte inferior por una celosía en X, y en su parte intermedia por el tablero, a una distancia constante de 1,20 m del cordón superior, constituyendo por tanto la barandilla de la pasarela.

Tras realizar un primer predimensionamiento, proponiendo un canto de 3,00 m, se advierte cómo dicha magnitud se antoja como claramente insuficiente. Estimando de modo aproximado el número de cables de pretensado que sería necesario disponer para resistir la tracción del cordón inferior en fase de servicio (3384 kN), considerando la resistencia a tracción de las secciones de UHPFRC, se obtiene un total 28 cordones de 0,5" por cordón traccionado, número muy superior a los 18 cordones dispuestos en la pasarela del Barranco de las Ovejas. La siguiente figura muestra las leyes de axiles obtenidas tras el cálculo:

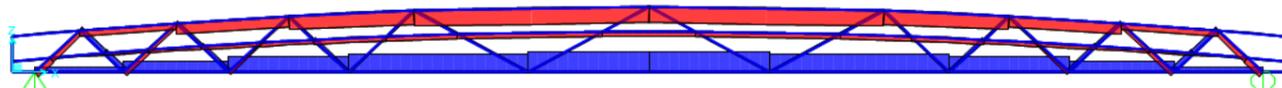


Figura 25 Ley de axiles en combinación ELS (PP + SC) de la alternativa en celosía. Canto igual a 3,00 m

A falta de realizar otras comprobaciones, la sola disposición de 28 cordones obligaría a definir unas dimensiones de las secciones de cordón inferior muy elevadas, por lo que se estima necesario reducir la magnitud de los esfuerzos. Puesto que el momento flector máximo actuante es el mismo, independientemente del canto, el único modo de reducir el par de fuerzas de compresión y tracción es aumentando el brazo mecánico del mismo, esto es, aumentando el canto de la sección. A continuación se presenta el modelo realizado tras aumentar el canto de la viga a 4,00 m:

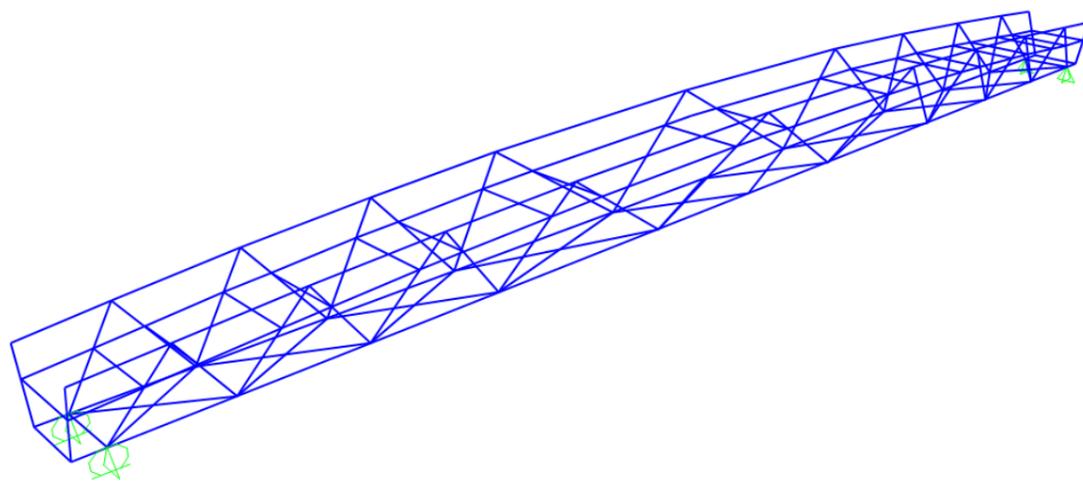


Figura 26 Vista del modelo estructural desarrollado para la alternativa en celosía. Canto igual a 4,00 m

Realizando el mismo cálculo que el descrito para la alternativa de canto igual a 3 m, para este caso se obtiene un total de 24 cordones de 0,5" por cordón traccionado, tratándose esta vez de un número más próximo al dispuesto en la pasarela del Barranco de las Ovejas. Sin embargo, pese a la mejora conseguida en este aspecto, el aumento de canto conlleva una serie de inconvenientes que hacen que también deba descartarse esta solución, los cuales se describen a continuación.

En primer lugar, y aunque se trata de un aspecto evidente, debe tenerse en cuenta que un aumento lineal de luz no supone un aumento lineal de esfuerzos. Este hecho motiva que cada tipología estructural tenga límites de aplicabilidad en función de su comportamiento resistente. Para el caso particular de la tipología viga, frente a un aumento lineal de la luz, los esfuerzos que la solicitan aumentan cuadráticamente, lo que conlleva principalmente dos problemas.

Por un lado, a igualdad de canto, un aumento lineal de la luz origina un aumento cuadrático de la tracción, lo que conlleva un aumento también cuadrático del número de cordones de pretensado a disponer. Dado que los cordones inferiores de la celosía están compuestos por elementos de sección maciza en los que se dispone la armadura activa pretesa, un aumento significativo del número de cables obligaría a adoptar geometrías de sección excesivas.

Por otro lado, debe destacarse el hecho de que en las vigas con sección en artesa, un alma en celosía con un tablero intermedio ofrece mayores problemas de estabilidad en el cordón superior que en el caso de disponer alma llena. Sin embargo, a pesar de que desde el punto de vista estructural la utilización de un alma llena es más adecuada si los cordones comprimidos no están arriostrados, la transparencia y el aspecto estético resultan ser en este tipo de estructuras urbanas predominantes por encima de la eficiencia estructural. Un aumento significativo de los esfuerzos de compresión podría obligar a tener que arriostrar los cordones superiores entre sí, aspecto inviable puesto que éstos constituyen los pasamanos de las barandillas, estando al nivel de circulación de los peatones.

Tal y como se ha comentado anteriormente, una posible solución a los problemas descritos consiste en aumentar el canto de la viga, de modo que se aumente el brazo mecánico entre el cordón superior y el cordón inferior, pudiendo mantener valores similares de compresión y tracción del orden de los obtenidos en las actuaciones previas recogidas. Si bien esta solución fue la que se llevó a cabo en el proceso de predimensionamiento inicial, como principal conclusión de esta primera fase del estudio de soluciones puede afirmarse que la tipología de viga artesa con almas aligeradas y tablero intermedio cuenta con un límite de aplicabilidad en torno a luces de 50 m.

Una de las principales premisas de la tipología resistente adoptada hasta el momento es su estética, ligereza y transparencia. Gracias a esos tres factores se hace posible la circulación de los peatones por el interior de la viga en artesa, donde las propias almas de la viga constituyen la barandilla de la pasarela, formando el pasamanos mediante el cordón superior de la celosía. Si se decide mantener la circulación peatonal a través de un tablero intermedio situado a 1,20 m del cordón superior, un aumento de canto de la pasarela a 4,00 m obliga a que en centro-luz, la distancia entre el cordón inferior y el tablero de la pasarela sea de 2,80 m. Este aspecto resulta tremendamente limitante de cara a gálibos por debajo de la misma. Por otro lado, si se opta por no aumentar tanto el canto a costa de resistir mayores esfuerzos en los cordones superior e inferior, el hecho de disponer almas aligeradas puede obligar a tener que arriostrar los cordones superiores, aspecto inviable si se pretende mantener la circulación por el tablero intermedio.

Una posible solución a la problemática descrita sería disponer la circulación de los peatones sobre un tablero inferior situado sobre vigas transversales que unieran los cordones inferiores entre sí. De este modo podría aumentarse el canto hasta alcanzar un nivel de esfuerzos asumible, sin perjudicar el gálibo de la pasarela. Por otro lado, esta solución también permitiría el arriostramiento superior de los cordones superiores, debiendo permitir una altura libre mínima adecuada.

La descripción de la estructura requerida realizada en el párrafo anterior, donde se incluye un tablero inferior, cordones inferiores traccionados y cordones superiores comprimidos y arriostrados, unidos ambos mediante elementos lineales, inevitablemente conduce a una tipología resistente tipo arco atirantado tipo bowstring, presentándose ésta como una evolución natural de las vigas artesa con alma aligerada, cuya aplicabilidad queda limitada a rangos de luces de 20 a 50 m. De este modo, se concluye que la tipología resistente tipo arco con tablero inferior es la adecuada para pasarelas de UHPFRC con luces superiores a 50 m, dedicando el resto de este anejo a la definición geométrica de la solución adoptada para la pasarela objeto de este proyecto, de 60 m de luz.

3.3.- Justificación de la geometría

3.3.1.- Arco mediante elementos modulares

El elemento principal de la pasarela objeto de este proyecto consiste en un arco atirantado tipo bowstring construido mediante elementos modulares. Con esta elección se consiguen aprovechar algunas de las ventajas más importantes del UHPFRC en la construcción de puentes señaladas en el Anejo I: "Estado del Arte", como son:

- La prefabricación de los elementos es altamente recomendable pues permite obtener elementos estructurales de gran calidad, pudiendo incluso eliminar los efectos principales de retracción y limitar en gran medida la fluencia si se someten las piezas a un tratamiento de calor
- La unión entre los distintos elementos modulares puede realizarse de manera muy sencilla, bien aprovechando la gran eficiencia del pretensado maximizando la resistencia del UHPFRC o bien aprovechando las elevadas tensiones de adherencia que puede desarrollar (hasta 50 MPa), lo que permite longitudes de anclaje y solape mucho menores que en el hormigón convencional
- La utilización de elementos modulares prefabricados, fáciles de transportar y manejar, permite llevar a cabo procesos constructivos mucho más rápidos que los convencionales, pudiendo además utilizar maquinaria más ligera que la habitual

Si bien existen distintas aplicaciones de elementos modulares de UHPFRC en la construcción de puentes y pasarelas, como las celosías desarrolladas en la Universidad de Leipzig mediante elementos prefabricados aislados conectados mediante el uso de pretensado, en la elaboración de este proyecto se ha tomado como obra de referencia el puente WILD, en Austria, descrito en el Anejo I: "Estado del Arte".

Una vez decidida la utilización de elementos modulares para la construcción del arco de la pasarela, gracias a las ventajas enumeradas anteriormente, todavía faltan por decidir aspectos relativos a su geometría, al número de elementos a disponer y a la posición relativa de los arcos entre sí.

Respecto a la geometría de los arcos, decide ajustarse la forma poligonal de los mismos a una parábola, dado que esta forma geométrica es la antifunicular de las cargas permanentes actuantes sobre la pasarela, a excepción del peso propio del arco, y en general de cualquier sobrecarga actuante sobre la totalidad del tablero (cargas verticales uniformemente repartidas por unidad de proyección horizontal).

Por otro lado, respecto a la posición relativa de los arcos entre sí, en una primera fase del estudio de soluciones se planteó tanto la posibilidad de disponer los arcos paralelos entre sí, así como la posibilidad de disponer los arcos inclinados, llegando a juntarse en clave, tal y como se muestra en los siguientes modelos tridimensionales:

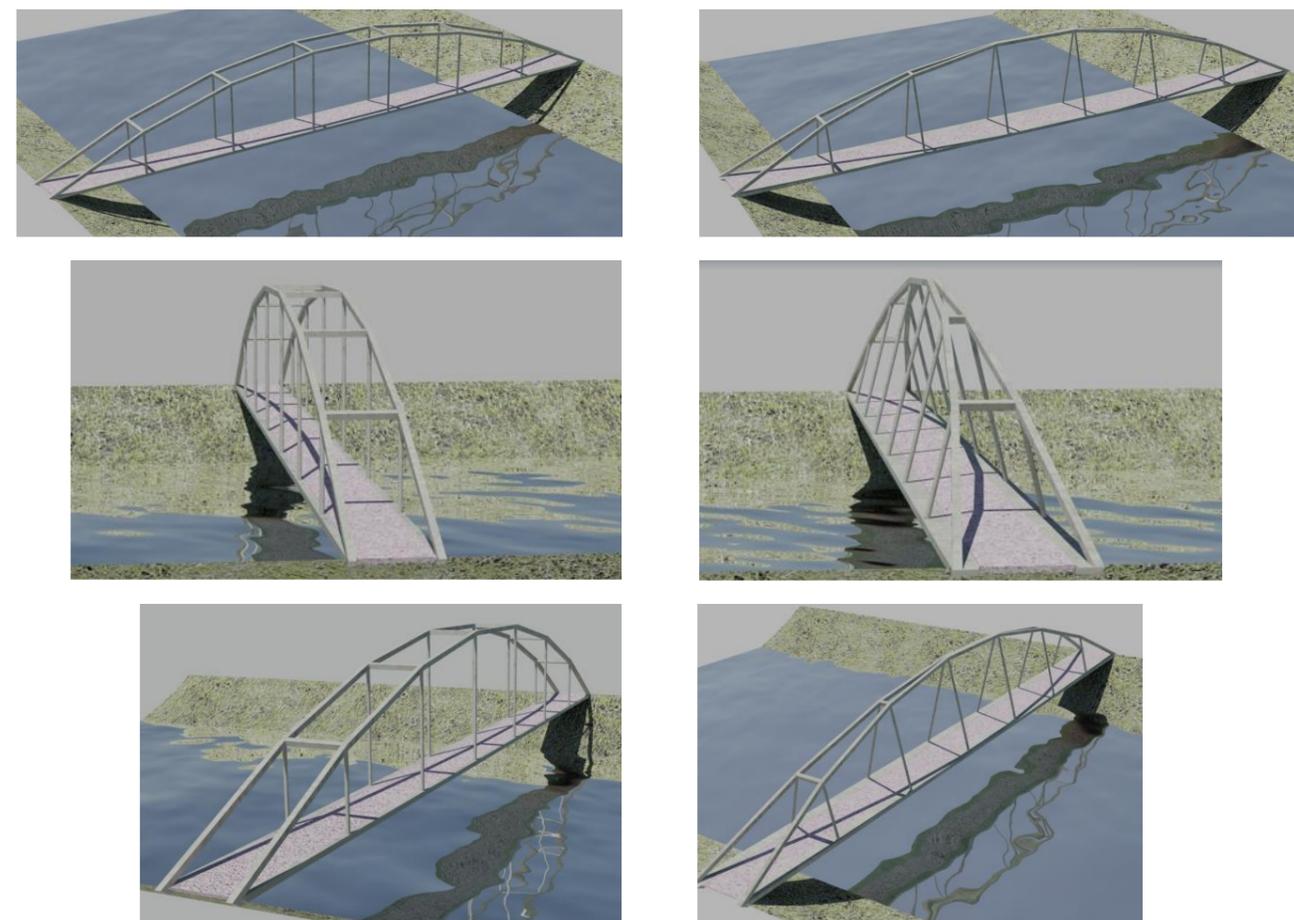


Figura 27 Diferentes vistas de los modelos tridimensionales realizados para pasarela de arcos paralelos e inclinados

Finalmente, tanto por motivos estéticos como funcionales, deciden disponerse los arcos paralelos. La elección de arcos inclinados habría obligado a aumentar la relación flecha-luz o bien aumentar el ancho de la pasarela para que la altura libre a la entrada de la misma fuese adecuada, además de dificultar la modulación de los elementos prefabricados (p.e. riostras de distinta longitud). La disposición de arcos paralelos permite una mejor modulación, además de no interferir en la funcionalidad de la pasarela y resultar una solución más estética.

3.3.2.- Relación flecha-luz

Tras determinar la tipología de elementos que forman los arcos, la forma geométrica a la que se ajustan los mismos y la posición relativa entre ellos, el siguiente paso consiste en definir un parámetro fundamental de un puente arco, su flecha, y por tanto la relación flecha/luz de la pasarela.

Tal y como se ha indicado en apartados anteriores, la tipología estructural de la pasarela objeto de este proyecto ha sido concebida como una evolución natural de las celosías desarrolladas con este material en rangos de luces menores. Partiendo de esta premisa, se admiten como válidos valores de flecha menores a los habituales en arcos bowstring convencionales (1/5 a 1/7).

Teniendo en cuenta los aspectos indicados, en una primera fase del estudio de soluciones se plantearon dos alternativas de flecha, 6 m (flecha/luz de 1/10) y 8,5 m (flecha/luz de 1/7), las cuales se muestran en la siguiente figura:

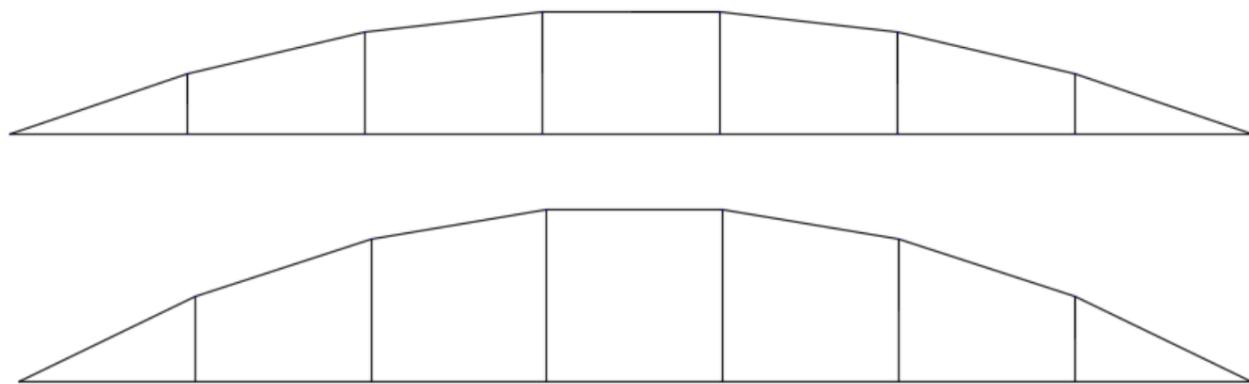


Figura 28 Geometrías alternativas: flecha 6 m (f/L de 1/10 – arriba) y flecha 8,5 m (f/L de 1/7 – abajo)

Finalmente decida adoptarse una flecha de 6 m y por tanto una relación flecha/luz de 1/10. Los motivos que llevan a diseñar un arco tan rebajado son varios. Por un lado, una menor flecha conlleva una menor longitud de péndolas, lo que reduce la longitud de pandeo en el caso de disponer una configuración distinta a las péndolas verticales, como se verá posteriormente. Por otro lado, la estética de la pasarela resulta mucho más ligera, acercándose más a las celosías indicadas anteriormente. Por último, y dentro de un proyecto donde la innovación juega un papel importante, decide plantearse una relación flecha/luz más reducida que las convencionales, buscando llegar al límite del material.

3.3.3.- Arriostramiento de los arcos

La decisión de arriostrar o no los dos arcos paralelos que componen la pasarela tiene una gran repercusión a la hora de determinar la rigidez que deben tener los mismos. De este modo, si se opta por no arriostrar los arcos, disponiendo por tanto dos arcos exentos, debería de dotarse de gran inercia a las secciones de los mismos, lo que se traduciría en cantos elevados y por tanto acabaría perjudicando a la estética de la pasarela.

Sin embargo, en una pasarela de las características descritas anteriormente, donde se prima la ligereza de los elementos para su fácil transporte, manejo y puesta en obra, no resulta lógico penalizar las secciones de los arcos por el mero hecho de no disponer riostras entre ellos. Es más, gracias a la versatilidad que aporta el prefabricado, pueden fabricarse tramos enteros de arco, que dos elementos relativos a los arcos unidos por una riostra, de modo que se simplificase en gran medida las operaciones a realizar en obra.

Por tanto, de acorde con todo lo expuesto anteriormente, decide adoptarse la alternativa con arcos arriostrados mediante riostras perpendiculares a los mismos, dispuestas en los quiebros de la geometría poligonal, sobre el elemento de unión con la péndola, asegurando que con la geometría descrita la altura libre bajo las mismas es admisible.

3.3.4.- Separación entre péndolas

La separación entre péndolas también supone un aspecto fundamental a la hora de determinar la geometría de un arco atirantado tipo bowstring. Cuanto mayor sea la separación entre péndolas, mayor será la distancia entre puntos de apoyo elástico del tablero, a mayores flexiones se verá sometido el mismo y mayores tracciones deberán resistir las péndolas. Por otra parte, menor será el número de elementos modulares que formarán la pasarela, mayores serán sus dimensiones y menor será el número de uniones a realizar en obra. Por último, también hay que tener en cuenta el componente estético, y es que cuanto mayor sea el número de péndolas, mayor número de elementos formarán el arco y más se podrá ajustar la geometría poligonal a la parabólica.

En una primera fase del estudio de soluciones se plantearon dos alternativas de número de péndolas, disponiendo 6 péndolas espaciadas 8,57 m y disponiendo 8 péndolas espaciadas 6,67 m, las cuales se muestran en la siguiente figura:

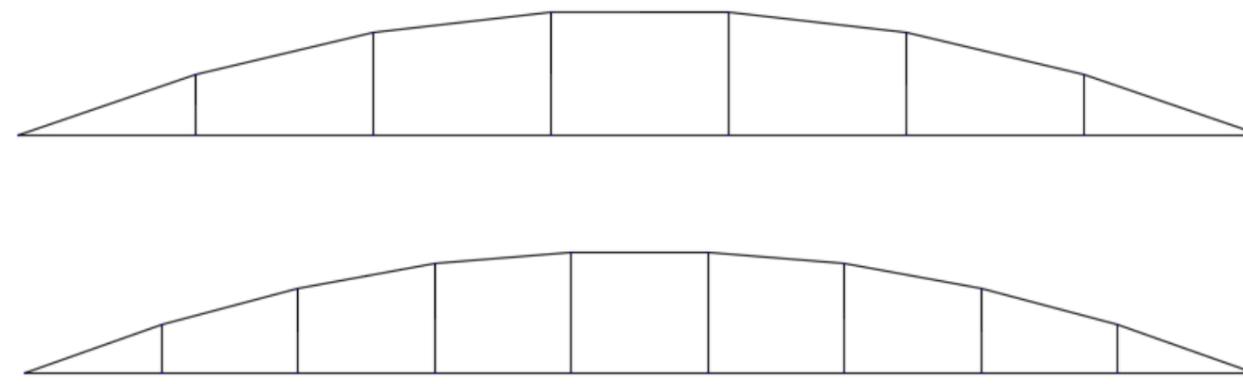


Figura 29 Geometrías alternativas: 6 péndolas espaciadas 8,57 m (arriba) y 8 péndolas espaciadas 6,67 m (abajo)

Buscando el equilibrio óptimo entre estética, comportamiento resistente y optimización del transporte y procedimiento constructivo, decide escogerse la segunda alternativa. De este modo se consigue un mejor comportamiento estético global, con un arco poligonal cuya geometría se ajusta mejor a la antifunicular de las cargas permanentes, unas péndolas que deben resistir menos tracciones y un tablero sometido a flexiones menores. El número de elementos resultantes no es excesivo, y sus dimensiones se encuentran alrededor de 6,67 m, lo que supone una mayor facilidad para el transporte y un fácil manejo durante la fase de montaje. Por último, se consigue una mejor estética en comparación con la alternativa de 6 péndolas.

Tras decidir la separación de péndolas en la primera fase del estudio de soluciones, el cambio de configuración de péndolas que se realizó en la segunda fase del mismo obligó a reestudiar la separación adoptada. Los motivos por los que se cambió de un sistema de péndolas verticales a un sistema de péndolas inclinadas en V o tipo Nielsen se exponen en el siguiente apartado.

La adaptación del modelo anterior de 8 péndolas verticales cada 6,67 m a un modelo con péndolas inclinadas en V supuso el planteamiento de dos alternativas. En la primera de ellas (geometría A), se mantenían los puntos de unión entre las péndolas y las vigas longitudinales, variando la posición de las uniones con el arco, modificando por tanto la posición de las riostras. En la segunda de ellas (geometría B), se mantenían los puntos de unión entre las péndolas y el arco, variando la posición de las uniones con las vigas longitudinales, originando un tramo inicial de tablero donde la distancia entre apoyos es de 1,5 veces la separación entre péndolas. Las siguientes figuras muestran las geometrías descritas:

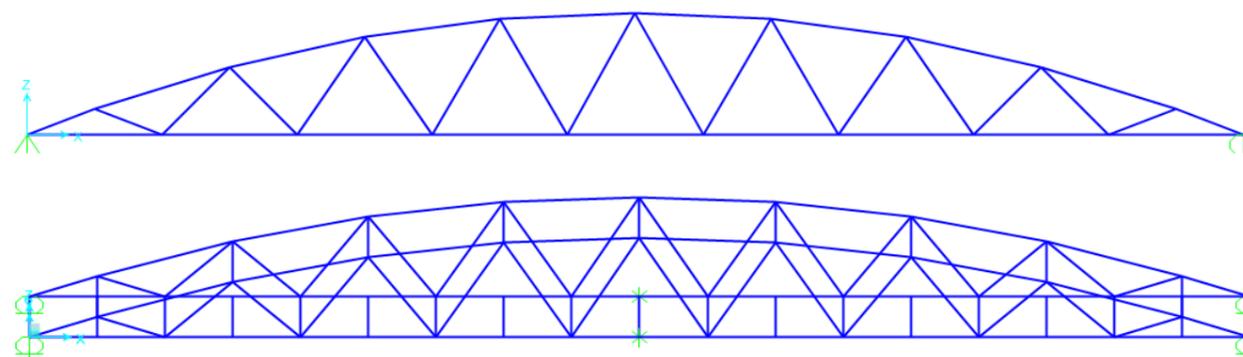


Figura 30 Separación entre péndolas según geometría A

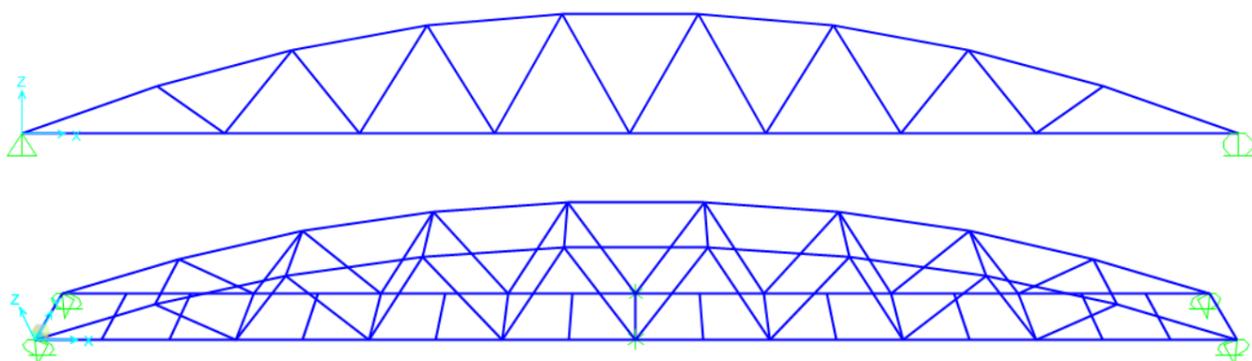


Figura 31 Separación entre péndolas según geometría B

Si bien la geometría A es la que ofrece una mayor regularidad en la separación entre péndolas, la reducida relación flecha/luz origina que las péndolas extremas tengan una inclinación excesiva. Además de perjudicar la componente estética del puente, una inclinación tan pronunciada perjudica en gran medida el comportamiento estructural de dichas péndolas. Por otro lado, aproximar la posición de la riostra a los apoyos hace que la altura libre resultante sea insuficiente. Por este motivo decide adoptarse la geometría B, si bien el tramo inicial del tablero deberá reforzarse con armadura pasiva.

3.3.5.- Tipología de péndolas

Tal y como se observa en los apartados anteriores, la primera aproximación a la solución estructural mediante un arco atirantado tipo bowstring se ha realizado mediante una configuración convencional de péndolas verticales. Esta tipología de péndolas, si bien tiene como principal ventaja la facilidad constructiva y de unión al resto de elementos prefabricados, conlleva un deficiente comportamiento estructural frente a cargas asimétricas y vibraciones.

La respuesta estructural de un arco atirantado tipo bowstring con péndolas verticales frente a cargas asimétricas puede verse claramente en las siguientes figuras, donde se compara el comportamiento teórico con el comportamiento obtenido en SAP2000 frente a una sobrecarga de uso dispuesta únicamente en la mitad del tablero. Se observa como el hecho de que el arco no sea el antifunicular de dichas cargas origina fuertes flexiones tanto en el arco como en el tablero.

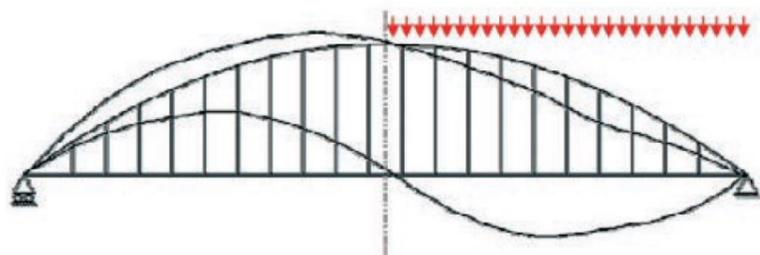


Figura 32 Ley de momentos en bowstring con péndolas verticales frente sobrecargas asimétricas [Ortega et al. 2010]

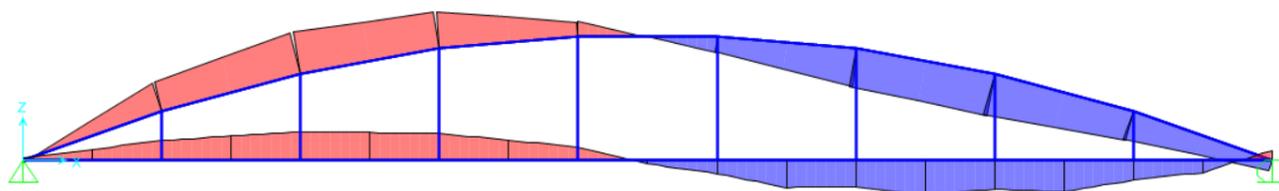


Figura 33 Ley de momentos de la pasarela frente sobrecargas asimétricas

Como alternativa a la disposición de péndolas anterior, en 1926 Octavius Nielsen patentó un sistema de péndolas inclinadas según una configuración en V que transformaba el esquema resistente tipo arco en otro tipo viga, comportándose el conjunto de forma más próxima a una viga en celosía. Efectivamente, cuando existen péndolas inclinadas, el traslado de la carga a los apoyos se mejora gracias a la componente inclinada de la fuerza de las péndolas. De este modo, el conjunto arco-péndolas-tablero pasa a funcionar como una viga, cuya alma está formada por las péndolas, y las leyes de momentos flectores en arco y tablero disminuyen notablemente respecto las que se generan en el caso de los puentes con péndolas verticales. Las siguientes figuras muestran la respuesta estructural de un arco atirantado con péndolas inclinadas tipo Nielsen frente a cargas asimétricas, comparando el comportamiento teórico con el comportamiento obtenido en SAP2000.

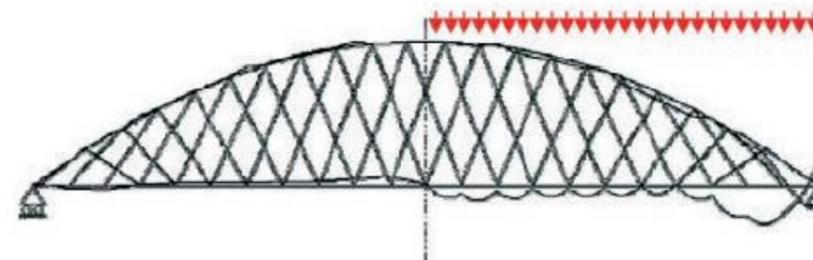


Figura 34 Ley de momentos en bowstring con péndolas inclinadas frente sobrecargas asimétricas [Ortega et al 2010]

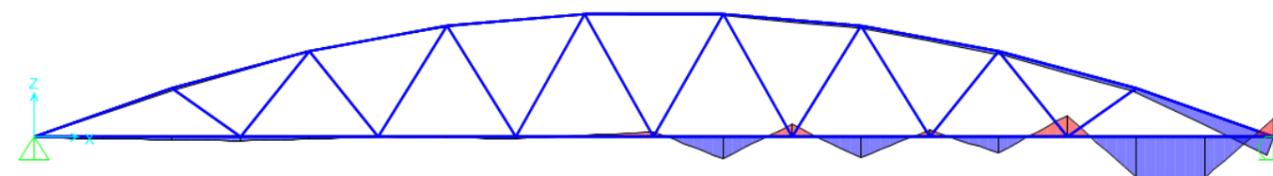


Figura 35 Ley de momentos de la pasarela frente sobrecargas asimétricas

Como contrapunto, la principal limitación del esquema tipo Nielsen consiste en la posibilidad de que una o varias péndolas entren en compresión. Este hecho se produce bajo un esquema de sobrecargas asimétrico, cuando la relación entre sobrecargas y cargas permanentes es elevada, tal y como sucede en estructuras ligeras como las pasarelas. Si bien este aspecto podría ser limitante en el caso de utilizar barras de acero como péndolas, puesto que podría producirse una inestabilidad de las mismas y por tanto dejarían de trabajar, el hecho de disponer péndolas de hormigón con una notable rigidez axial favorece en gran medida la utilización de este sistema. Únicamente deberá comprobarse que los efectos de segundo orden originados por imperfecciones geométricas pueden ser asumidos por la péndola.

Por otro lado, las frecuencias naturales de la pasarela también dependen en gran medida de la configuración de péndolas adoptada. Una de las principales limitaciones en el diseño de una pasarela es su comportamiento dinámico, dado que se tratan de estructuras muy ligeras donde este tipo de fenómenos pueden ser de gran relevancia. Existen numerosos casos en la bibliografía de pasarelas que han tenido problemas en relación con este aspecto, como la pasarela del Milenio en Londres. A falta de realizar un análisis dinámico detallado, aspecto que sobrepasa el alcance de este proyecto, la aptitud de la pasarela frente a vibraciones se ha comprobado en relación a los rangos críticos definidos en distintas normativas, como la IAP-11 o la guía técnica del SETRA "Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading".

Tras realizar un análisis modal de la alternativa con péndolas verticales, se obtienen unos resultados de frecuencia propia para el primer modo de vibración vertical inadmisibles. Sin embargo, si se analiza la alternativa con péndolas inclinadas, puede observarse cómo la nueva disposición de péndolas consigue rigidizar la pasarela longitudinalmente de manera notable, aumentando la frecuencia natural hasta un valor situado por encima de 2 Hz, definiendo un riesgo bajo según el SETRA.

4.- HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL

El proceso de cálculo y dimensionamiento de una estructura formada por elementos lineales de hormigón, como la pasarela objeto de este proyecto, presenta en general dos grandes partes. La primera de ellas corresponde a la obtención de los esfuerzos que solicitan a los distintos elementos. Si se acepta un cálculo elástico lineal, esta primera parte puede realizarse con un software convencional de cálculo de estructuras. En segundo lugar, una vez conocidos los esfuerzos actuantes, debe realizarse el dimensionamiento de los distintos elementos a partir del dimensionamiento de las secciones críticas que forman los mismos. Para ello, se requiere un cálculo mecánicamente no lineal mediante herramientas que agilicen el proceso de dimensionamiento seccional. Sin embargo, las herramientas informáticas comerciales disponibles en la actualidad a menudo cuentan con una aplicabilidad limitada a casos convencionales, ya sea por la geometría de las secciones o por los materiales que las constituyen.

El dimensionamiento de una estructura de UHPFRC requiere de una herramienta de cálculo seccional basada en el comportamiento del material, permitiendo adaptar la misma a distintas ecuaciones constitutivas. Por otro lado, las altas prestaciones del material provocan que las geometrías habituales de los elementos de hormigón resulten excesivas a la hora de aplicarlas, debiendo buscar geometrías más parecidas a las estructuras metálicas (secciones huecas, secciones en doble T, etc). Para ello, la herramienta a utilizar en el dimensionamiento debe adaptarse a cualquier geometría posible.

Estos hechos han motivado el desarrollo de una *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL* para la realización de este proyecto. Mediante esta herramienta informática es posible obtener el diagrama de interacción axil-flector de una sección con cualquier geometría y formada por cualquier material del cual se conozca su ecuación constitutiva. Además, esta herramienta permite la introducción de secciones armadas con armadura pasiva, armadura activa pretesa, armadura activa postesa y armadas con armadura activa pretesa y postesa, solución conocida como doble pretensado, habitual en elementos prefabricados.

4.1.1.- Cálculo del diagrama de interacción

Los diagramas de interacción axil – flector de rotura (diagrama de interacción N-M) son ábacos planos que representan la totalidad de pares de valores axil último – flector último ($N_u - M_u$) que agotan una determinada sección, conocidos el tipo de material, geometría, cuantía y distribución de armado.

La principal ventaja de los diagramas de interacción es que permiten dimensionar o comprobar una sección sometida a unas determinadas solicitaciones normales de forma sencilla, directa y precisa, ya que parten de las leyes constitutivas de los materiales y se ajustan a las hipótesis de comportamiento de los mismos. Este último aspecto resulta fundamental cuando se trata del diseño con materiales no convencionales, donde a menudo se carece de formulaciones empíricas para el dimensionamiento o comprobación y únicamente se cuenta con las ecuaciones constitutivas de los mismos obtenidas en laboratorio. Además de conocer dichas ecuaciones, para elaborar el diagrama es necesario fijar unos dominios de deformación que variarán según el material empleado.

Los dominios de deformación definen todas las solicitaciones normales de manera continua, desde la tracción pura hasta la compresión pura, a partir de la deformación límite de una determinada fibra (pivote) y de la posición de la fibra neutra (FN), la cual varía entre $-\infty$ y $+\infty$. Dentro de cada dominio de deformación, la posición y deformación límite del pivote correspondiente y cada una de las posiciones de la fibra neutra definen dos puntos de paso de distintos planos de deformación de rotura, cada uno de los cuales está asociado a un par de esfuerzos ($N_u - M_u$) que agotan la sección.

Partiendo de un determinado plano de rotura, la ley de deformaciones origina una ley de tensiones según las ecuaciones constitutivas de cada material. Planteando las ecuaciones de equilibrio seccional, se obtienen el axil y momento resultante, los cuales constituyen las solicitaciones resistidas. La siguiente figura sintetiza el proceso:

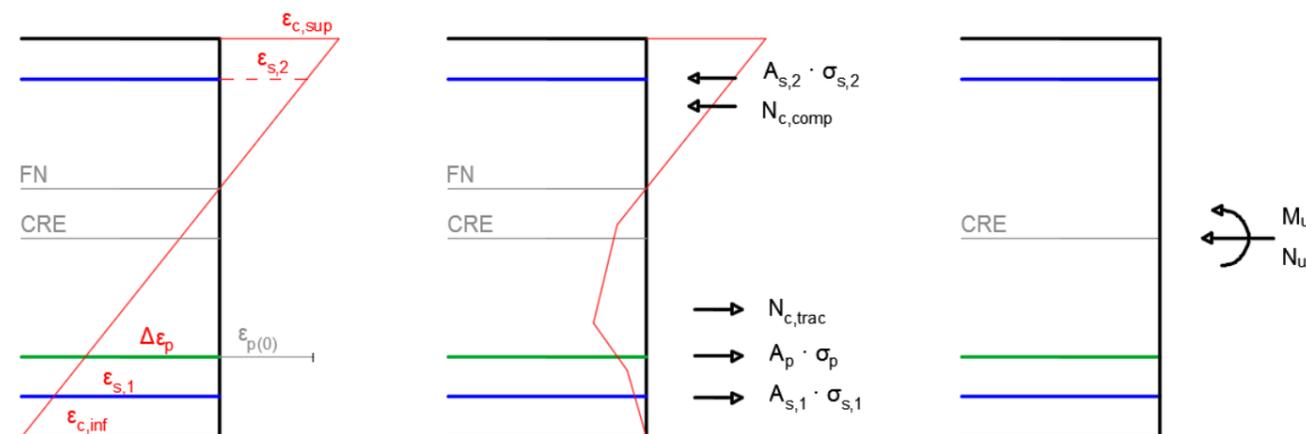


Figura 36 Tensiones y esfuerzos correspondientes a un plano de deformación límite

La obtención de la totalidad de puntos del diagrama es un proceso iterativo en el cual se van recorriendo cada uno de los dominios de deformación, pivotando en la fibra correspondiente y variando la posición de la fibra neutra hasta que se alcanza la deformación límite en el pivote correspondiente al siguiente dominio, momento en el cual se cambia de dominio de deformación. El proceso a seguir para la obtención de un par de puntos del diagrama de interacción N-M correspondiente a un determinado plano de deformación se resume en la siguiente figura:

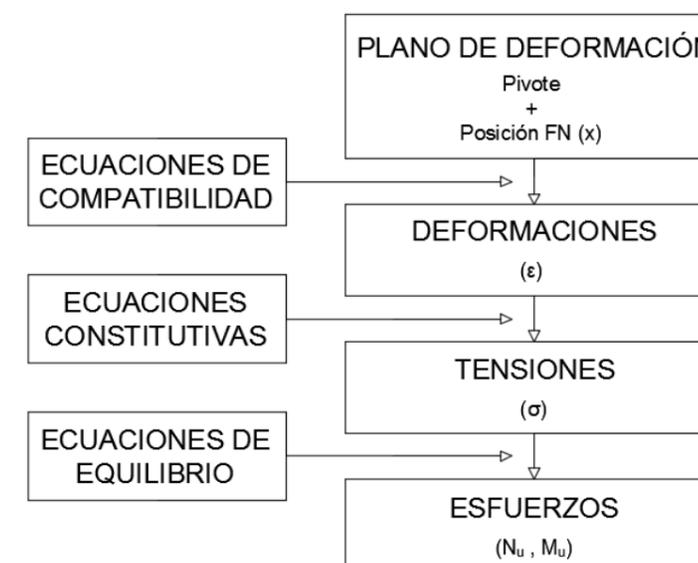


Figura 37 Proceso de obtención del axil y momento flector últimos correspondientes a un plano de deformación límite

Una vez obtenido el diagrama, basta con representar en él las solicitaciones de cálculo ($N_d - M_d$). Cualquier punto interior al diagrama de interacción representa un plano de deformación en el que no agota ningún material por lo que, en caso de que los esfuerzos de cálculo se encuentren en el interior del mismo, éstos corresponden a una solicitación resistida por la sección.

4.1.2.- Dominios de deformación de las secciones

Tal y como se indica en el Anejo nº3: "Herramienta de cálculo seccional", se considera que se produce el agotamiento de una determinada sección cuando una de sus fibras (pivote) alcanza una deformación límite. Para la definición de dichos pivotes se han seguido las recomendaciones francesas SETRA-AFGC, las cuales constituyen una adaptación del Eurocódigo 2 para el UHPFRC. Al igual que el Eurocódigo, las recomendaciones proponen 3 pivotes para curvaturas positivas y 3 pivotes para curvaturas negativas. Los pivotes considerados, así como su posición y deformación límite son:

- **Pivote A** – Límite de alargamiento por tracción de la armadura pasiva
 - Posición: Armadura más traccionada
 - Deformación límite: 10 ‰
- **Pivote B** – Límite de deformación unitaria del UHPFRC a compresión
 - Posición: Fibra de la sección más comprimida
 - Deformación límite: 3'5 ‰
- **Pivote C** – Límite de deformación unitaria del UHPFRC a compresión pura
 - Posición: $(1 - 1000 \cdot f_{cd} / 3 \cdot E_{cm}) \cdot h$
 - Deformación límite: f_{cd} / E_{cm}

La siguiente figura muestra la definición de los pivotes recogida en las recomendaciones francesas:

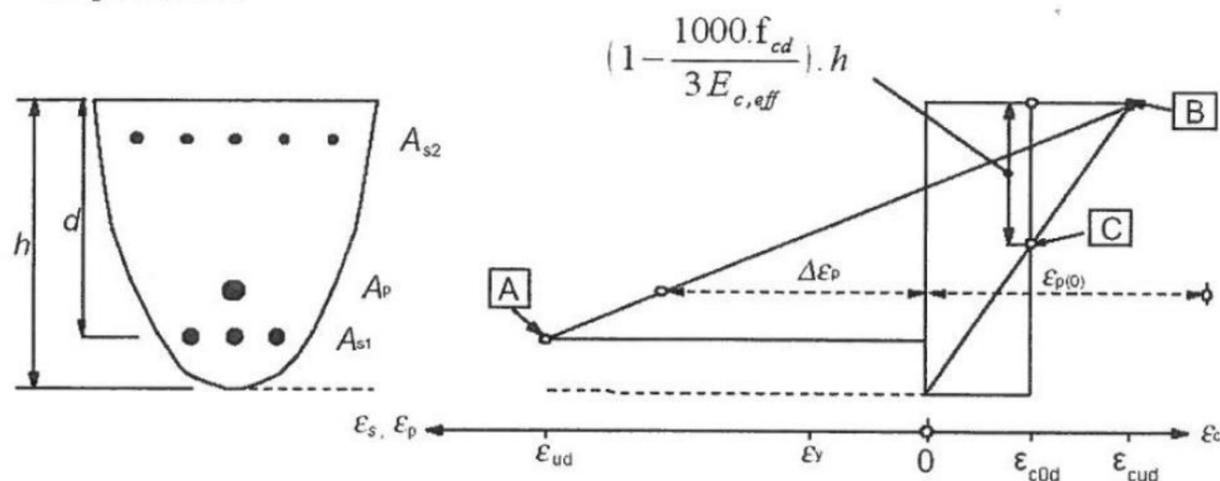


Figura 38 Pivotes de deformación para secciones de UHPFRC (SETRA, 2013)

Los pivotes indicados definen 3 dominios de deformación para cada tipo de curvatura, por lo que el diagrama N-M estará constituido por 6 tramos correspondientes a los 6 dominios de deformación existentes. Para el caso de curvaturas positivas se han considerado los siguientes dominios de deformación (siendo igual su definición para el caso de curvaturas negativas):

- **Dominio 1** – Tracción pura + Flexión compuesta pivotando en A
- **Dominio 2** – Flexión compuesta pivotando en B
- **Dominio 3** – Compresión pura + Flexión compuesta pivotando en C

Dado que en la herramienta informática se han considerado distintas posibilidades de armado, ha sido necesario adaptar la posición del pivote A así como su deformación límite, detallándose en el citado anejo los distintos dominios de deformación según las características consideradas.

4.1.3.- Implementación del programa de cálculo seccional

En el apartado nº 4.1.1: "Cálculo del diagrama de interacción" se ha descrito el procedimiento para obtener el diagrama de interacción N-M de una determinada sección: dado un plano de deformación definido por la deformación límite de un pivote y por la posición de la fibra neutra se tiene la deformación en cada punto de la sección; mediante la ecuación constitutiva del material pertinente se obtiene la tensión en cada punto de la sección y mediante ecuaciones de equilibrio, integrando dichas tensiones, se obtiene el valor N_u - M_u correspondiente al plano de deformación considerado. Definiendo ese par de esfuerzos para todo plano de deformación según los distintos dominios de deformación puede obtenerse un diagrama de interacción de la sección dentro del cual cualquier sollicitación es resistida.

El programa de cálculo seccional que se plantea permite obtener el diagrama de interacción de secciones con al menos un plano de simetría sometidas a un axil y a una flexión recta de eje horizontal. En base a ello, para poder implementar el proceso descrito en el párrafo anterior en el programa informático, es necesario discretizar la sección en un número suficiente de bandas horizontales. Dado un plano de deformación, cada una de las bandas estará sometida a una determinada deformación. Conocida la deformación de cada banda, podrá obtenerse la tensión a la que está sometida. En función de la geometría de la sección y del espesor de banda considerado, cada una de ellas tendrá un área que multiplicada por la tensión correspondiente dará el axil en cada banda. El axil de cada banda multiplicado por la distancia al centro de referencia de esfuerzos de la sección (normalmente el centro de gravedad de la sección bruta) dará el momento flector en cada banda. La suma de la totalidad de axiles de cada banda junto a la suma de la totalidad de flectores de cada banda proporcionará el par de esfuerzos N_u - M_u resistidos por la sección para el plano de deformación considerado. Debe destacarse que en cada banda se ha considerado el área real de hormigón, descontando el área ocupada por armaduras pasivas o activas.

La siguiente figura muestra la división en bandas de una sección en la cual se observa como la banda i genera un axil N_i en función de su tensión y de su área. A su vez, el axil N_i multiplicado por la distancia y_i del centro de gravedad de la banda al centro de referencia de esfuerzos de la sección proporciona un momento flector M_i . Ese proceso repetido para cada banda en la que se divide la sección proporciona el par de esfuerzos N_u - M_u para un plano de deformación dado.

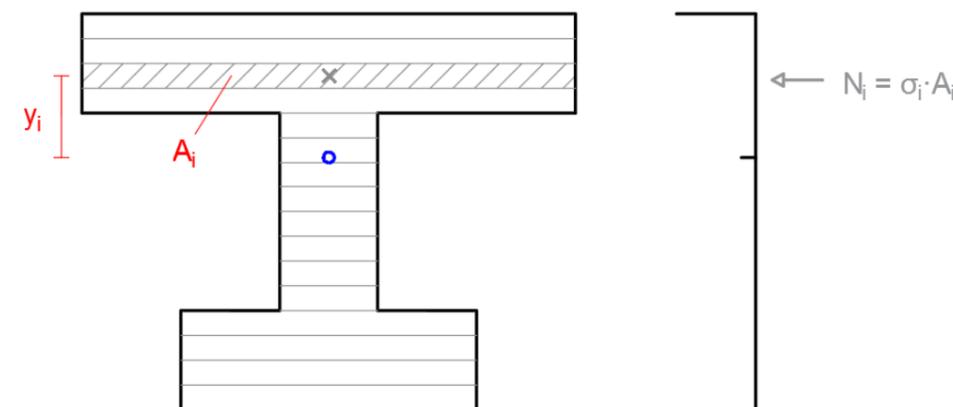


Figura 39 División en bandas de una sección para su posterior integración

Tras esta breve descripción del funcionamiento del programa de cálculo seccional, a continuación se presenta el diagrama de flujo del programa:

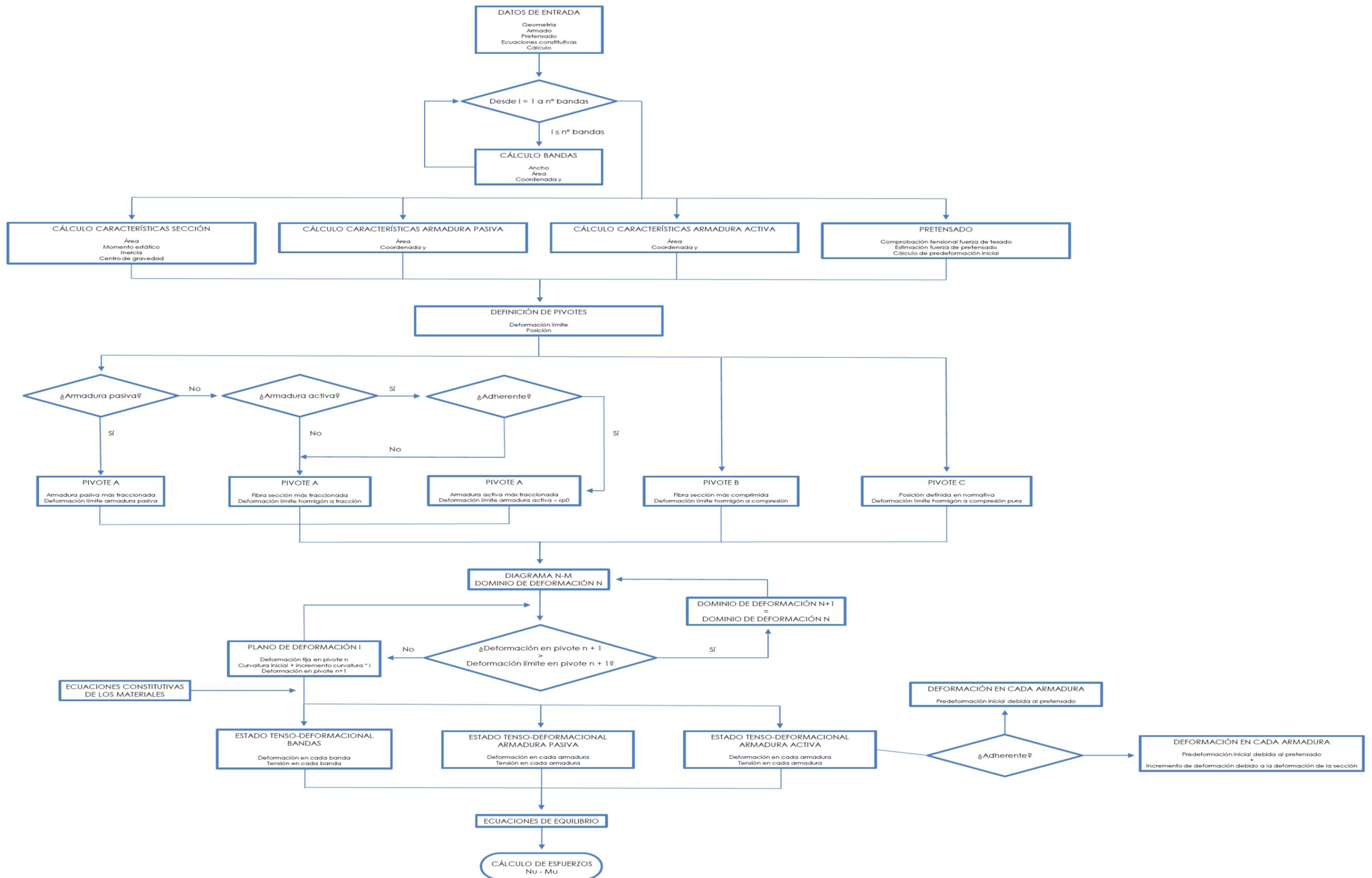


Figura 40 Diagrama de flujo del programa

Respecto a los datos de entrada necesarios para la utilización del programa, éstos pueden agruparse en cuatro grandes bloques:

- Geometría

La *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL* permite obtener los diagramas de interacción de cualquier sección con al menos un plano de simetría, maciza o con un único hueco.

- Armado

La *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL* permite considerar secciones no armadas, armadas con armadura pasiva, armadas con armadura activa pretesa, armadas con armadura activa postesa (adherente o no adherente) y cualquier combinación de ambas (excepto pretesa + postesa adherente). A la combinación de armadura pretesa y armadura postesa no adherente, muy común en elementos prefabricados, se le ha denominado "doble pretensado".

- Pretensado

La *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL* permite estimar la deformación de neutralización de las armaduras así como realizar las comprobaciones tensionales pertinentes en las armaduras activas a partir de la introducción de la fuerza de tesado por cordón o por vaina, según sea pretesa o postesa. Para estimar la fuerza de pretensado, también debe introducirse el valor estimado de pérdidas de pretensado (instantáneas y totales).

- Ecuaciones constitutivas de los materiales

La *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL* permite obtener el diagrama de interacción axil-flector de una sección constituida por cualquier material cuyas ecuaciones constitutivas sean conocidas. En el Anejo nº3: "Herramienta de cálculo seccional" se recogen una serie de ejemplos de aplicación tanto para hormigón convencional a partir de las ecuaciones de Sargin como para UHPFRC a partir de las ecuaciones constitutivas descritas en el citado anejo.

La descripción detallada de los algoritmos utilizados así como los ejemplos de aplicación indicados se recogen en el Anejo III: "Herramienta de cálculo seccional".

5.- DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1.- Descripción general de la estructura

La estructura objeto de este proyecto es una pasarela peatonal tipo arco atirantado (bowstring) que salva una luz de 60 m y cuenta con un ancho útil de tablero de 3,00 m. La pasarela está compuesta por dos arcos poligonales, arriostrados entre sí, unidos a sendas vigas longitudinales mediante péndolas oblicuas, empleando una configuración tipo Nielsen. Las péndolas se encuentran espaciadas entre sí 6,67 m a excepción de las péndolas iniciales, que tal y como se indicó en el Anejo II: "Estudio de soluciones" se encuentran a 10 m de los apoyos. Las vigas longitudinales se encuentran unidas entre sí a través de vigas transversales espaciadas 3,33 m, sobre las que se dispone una losa de piso de 6 cm de espesor. Los arcos cuentan con una flecha máxima a ejes de 6,12 m lo que conlleva una relación flecha/luz de 1/9,8, mientras que las vigas longitudinales cuentan con un canto de 0,50 m, lo que conlleva una relación de esbeltez (luz/canto) de 120. Las siguientes figuras muestran las dimensiones generales de la pasarela:

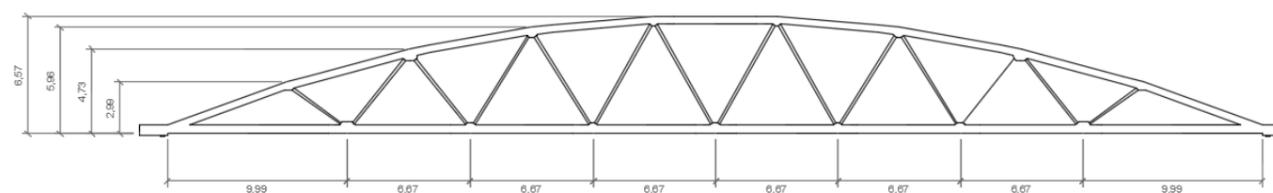


Figura 41 Dimensiones generales en alzado de la pasarela

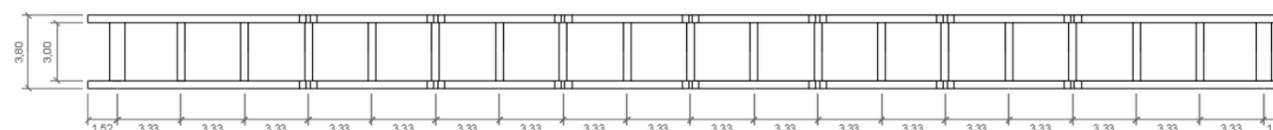


Figura 42 Dimensiones generales en planta de la pasarela (vigas longitudinales y vigas transversales)

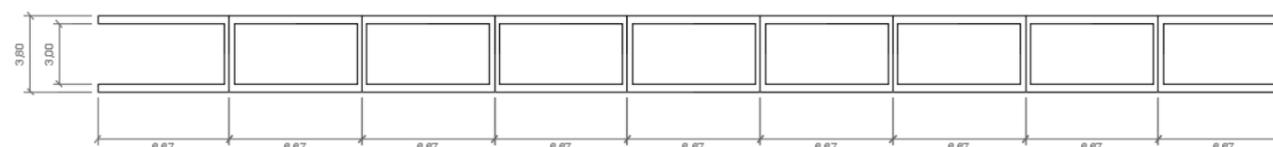


Figura 43 Dimensiones generales en planta de la pasarela (arcos y riostras)

La pasarela está compuesta por una serie de elementos prefabricados unidos entre sí mediante pretensado exterior y llaves de cortante, de manera similar al puente WILD descrito en el Anejo I: "Estado del Arte". La división en elementos de la estructura se ha realizado teniendo en cuenta condicionantes estructurales, constructivos y de transporte, buscando que ningún elemento supere las dimensiones máximas permitidas por largo para un transporte convencional (no así en ancho o altura) y que la unión entre elementos se aleje de las zonas críticas. Por ejemplo, la unión entre tramos de viga longitudinal se realiza a 1/3 de la viga transversal anterior, coincidiendo aproximadamente con la sección de momento nulo, mientras que la unión entre tramos de arco se hace a 1,10 m de la unión con la péndola.

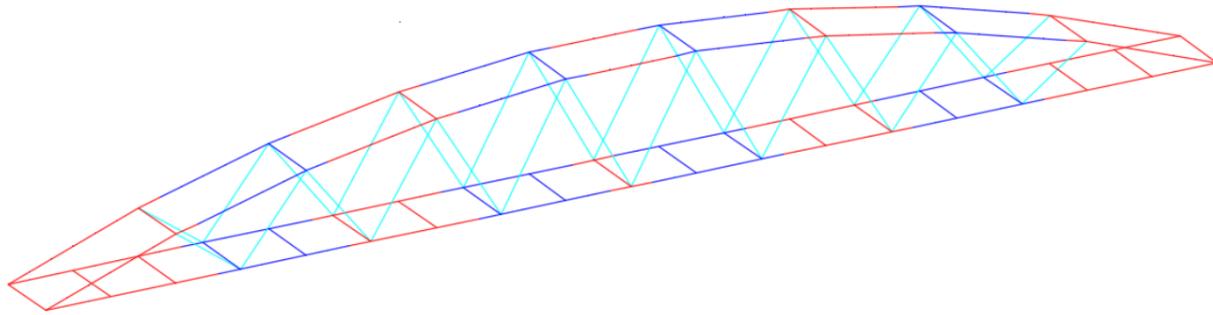


Figura 44 División en elementos prefabricados de la pasarela

Tras describir la estructura de forma general, en los siguientes apartados se procede a describir de forma detallada los distintos elementos así como las uniones entre ellos.

5.2.- Descripción de los elementos que forman la estructura

5.2.1.- Arcos

Los arcos que sustentan la pasarela objeto de este proyecto están compuestos por nueve tramos poligonales (2 tramos de 7,75 m de longitud, 6 tramos de 6,70 m de longitud y 1 tramo central de 4,40 m) ajustados a una parábola con los siguientes puntos de paso (x, y): (0, 0), (30, 6,2) y (60, 0). El motivo de buscar una relación flecha/luz ligeramente menor a 1/10 responde a la necesidad de respetar una altura libre mínima de 2,20 m. La sección tipo del elemento arco es una sección hueca rectangular de 0,40 x 0,40 m con un espesor superior e inferior de 10 cm y un espesor lateral de 5 cm. Los elementos tipo arco cuentan con un pretensado exterior no adherente dispuesto en el hueco interior de la sección, compuesto por cuatro cables de un único cordón envainado engrasado de 12,7 mm (0,5") situados cada uno en las esquinas del hueco, no siendo necesario de forma general ningún otro tipo de armado. Debe destacarse que, al igual que en el puente WILD, el pretensado del arco se dispone únicamente como mecanismo de unión y no responde a ningún otro requisito estructural (el propio arco se encuentra comprimido), por lo que la cuantía dispuesta es mínima. Los elementos tipo arco presentan un macizado en su tramo final tanto para ejecutar la unión con la péndola como para constituir un pasador que se introduce en el siguiente elemento tipo arco a modo de llave de cortante. Estas uniones se describen a continuación en los apartados correspondientes. La siguiente figura muestra dos secciones tipo del arco, en el tramo aligerado y en el tramo macizado, respectivamente:

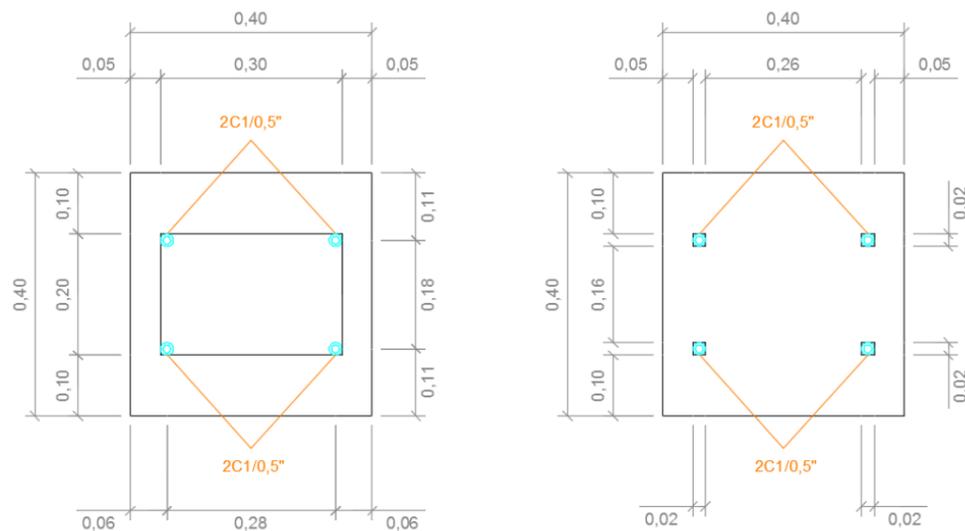


Figura 45 Sección tipo del arco en tramo aligerado (izquierda) y en tramo macizado (derecha)

5.2.2.- Vigas longitudinales

Las vigas longitudinales que forman la pasarela están compuestas por nueve tramos rectos distribuidos como se indica a continuación: 2 tramos iniciales de 11,52 m, 6 tramos intermedios de 6,67 m y 1 tramo central de 2,22 m. La sección tipo del elemento viga longitudinal es una sección hueca rectangular de 0,40 x 0,50 m con un espesor superior e inferior de 10 cm y un espesor lateral de 5 cm. Los elementos tipo viga longitudinal cuentan con un pretensado exterior no adherente dispuesto en el hueco interior de la sección, compuesto por cuatro cables de seis cordones desnudos de 12,7 mm (0,5") situados cerca de las esquinas del hueco, no siendo necesario de forma general ningún otro tipo de armado a excepción del elemento inicial, donde deben disponerse 4 redondos de 16 mm de diámetro en la base inferior. Debe destacarse como, al contrario que en el arco, el pretensado representa un aspecto fundamental para el comportamiento resistente de la viga longitudinal, disponiendo por tanto una cuantía muy superior a la dispuesta en el arco. La siguiente figura muestra dos secciones tipo de la viga longitudinal, en el tramo aligerado del elemento inicial e intermedio, respectivamente:

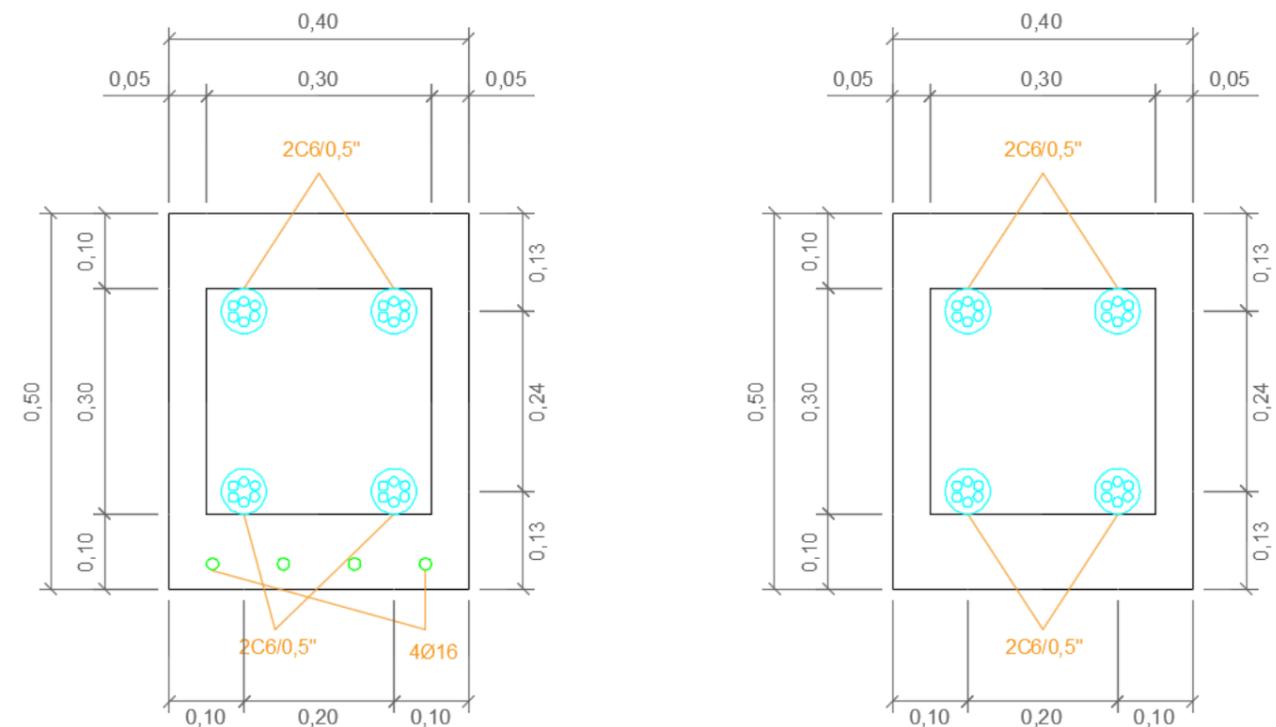


Figura 46 Sección tipo de la viga longitudinal en zona aligerada, tramo inicial (izquierda) y tramo intermedio (derecha)

Al igual que los elementos tipo arco, los elementos tipo viga longitudinal presentan un macizado en su tramo final tanto para ejecutar la unión con la péndola como para constituir un pasador que se introduce en el siguiente elemento tipo viga longitudinal a modo de llave de cortante. Estas uniones se describen a continuación en los apartados correspondientes. La siguiente figura muestra una sección tipo de la viga longitudinal en la zona macizada.

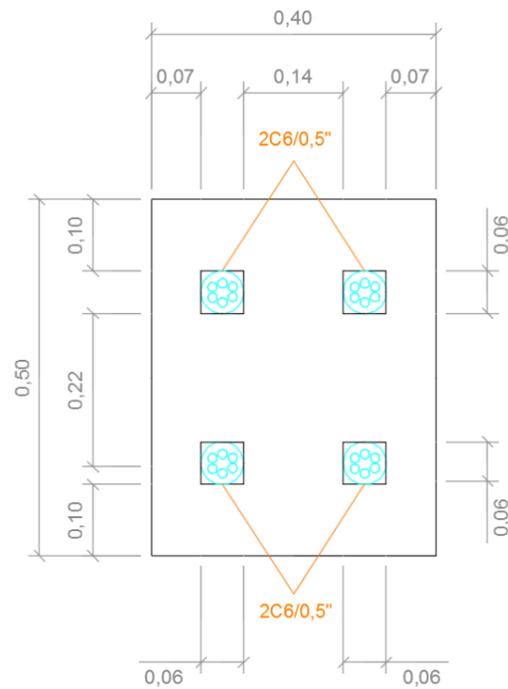


Figura 47 Sección tipo de la viga longitudinal en zona macizada

5.2.3.- Vigas transversales

Las vigas longitudinales que componen la pasarela se encuentran unidas entre sí por diecisiete vigas transversales de 3,00 m de longitud, además de por dos riostras iniciales, también de 3,00 m de longitud. La sección tipo del elemento viga transversal es una sección hueca rectangular de 0,40 x 0,40 m con un espesor superior e inferior de 10 cm y un espesor lateral de 5 cm, mientras que las riostras iniciales presentan una sección hueca rectangular de 0,80 x 0,40 y 10 cm de espesor. Las vigas transversales no necesitan ningún tipo de armado por cálculo, siendo capaces de resistir por sí mismas los esfuerzos que las solicitan. Sin embargo, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las vigas transversales y las longitudinales, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo". Al igual que en los elementos anteriores, el entorno de la unión se encuentra macizado. La siguiente figura muestra dos secciones tipo de la viga transversal, en el tramo aligerado y en el tramo macizado, respectivamente:

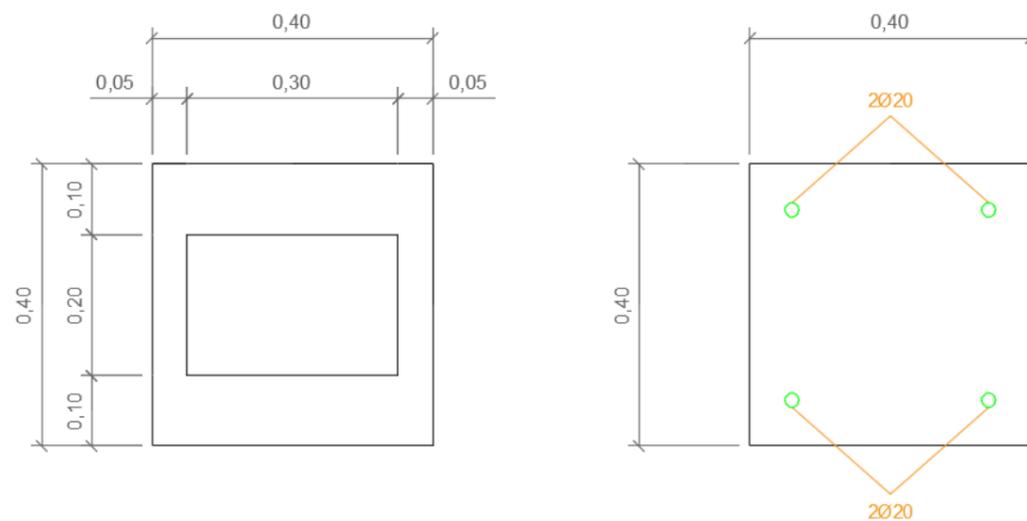


Figura 48 Sección tipo de la viga transversal en tramo aligerado (izquierda) y en tramo macizado (derecha)

5.2.4.- Riostras

Los arcos que componen la pasarela se encuentran unidos entre sí por ocho riostras de 3,00 m de longitud, además de por las dos riostras iniciales citadas anteriormente. La sección tipo del elemento riostra es una sección hueca poligonal de aproximadamente 0,50 x 0,50 m, la cual se adapta a la geometría del arco, con un espesor superior, inferior y lateral de 8 cm. Las riostras no presentan ningún tipo de armado y son capaces de resistir por sí mismas los esfuerzos que las solicitan. Sin embargo, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las riostras y los arcos, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo". Al igual que en los elementos anteriores, el entorno de la unión se encuentra macizado. La siguiente figura muestra dos secciones tipo de la riostra, en el tramo aligerado y en el tramo macizado, respectivamente:

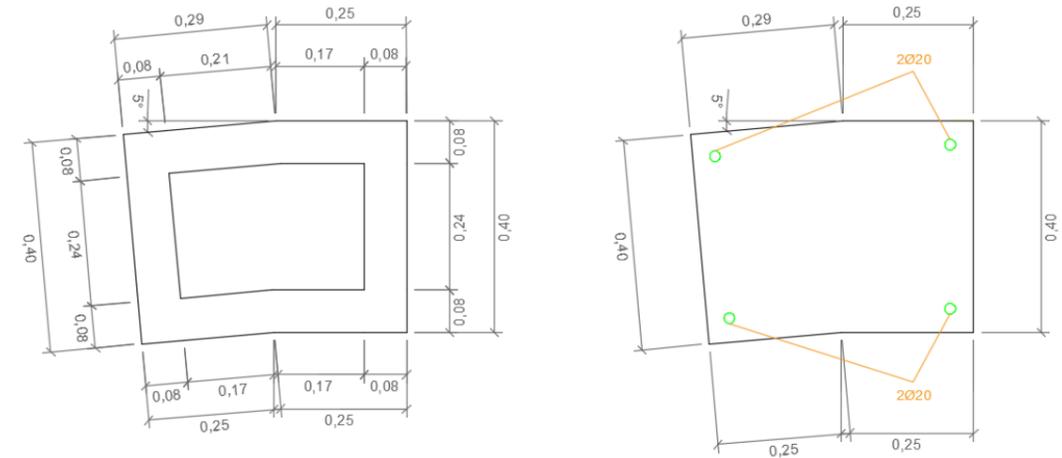


Figura 49 Sección tipo de la riostra en tramo aligerado (izquierda) y en tramo macizado (derecha)

5.2.5.- Péndolas

La unión entre las vigas longitudinales y los arcos se lleva a cabo mediante dos sistemas de catorce péndolas cada uno, dispuestos según una configuración tipo Nielsen. Las péndolas suponen un elemento singular de la pasarela puesto que también están formadas por elementos de UHPFRC. Si bien la durabilidad del conjunto de la estructura justifica esta decisión, así como el hecho de proponer una solución no convencional, el comportamiento de la péndola y más concretamente la respuesta de la unión entre ésta y el resto de elementos requieren de un análisis en detalle, lo que abre la puerta a futuros trabajos de investigación. Si bien la péndola presenta una sección rectangular de 0,12 x 0,12 m, la singularidad de la misma hace que deban distinguirse distintos tramos de armado, en consonancia con el tipo de unión que se comentará en el apartado correspondiente. Así, debe distinguirse un tramo inicial, armado mediante dos barras de 16 mm de diámetro y pretensado mediante dos cordones de 12,7 mm (0,5"); a continuación, y constituyendo la mayor parte de la péndola, un tramo armado por cuatro barras de 12 mm de diámetro; y por último un tramo armado nuevamente por dos barras de 16 mm. La justificación de estos armados se realiza en el apartado correspondiente a la unión de las péndolas con el resto de elementos. La siguiente figura muestra las distintas secciones tipo existentes en la pasarela, incluyendo las secciones en las que se produce solape:

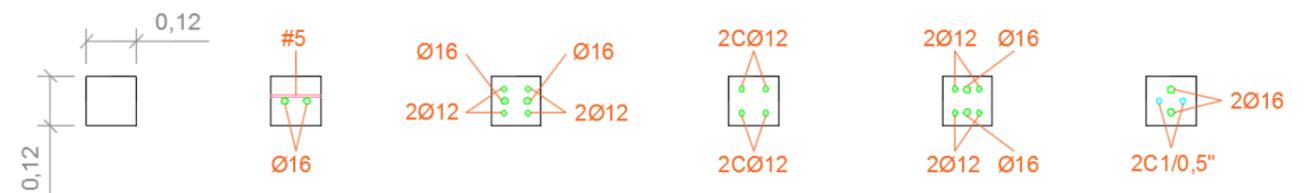


Figura 50 Secciones tipo de la péndola

5.2.6.- Losa de piso

Las losas de piso sobre las que circularán los peatones están compuestas por seis placas rectangulares de 10,00 x 3,00 m y 6 cm de espesor, apoyadas sobre las vigas transversales. Las placas no cuentan con ningún tipo de armado, siendo capaces de resistir por sí mismas resistir los esfuerzos que las solicitan.

5.3.- Descripción de las uniones entre distintos elementos

5.3.1.- Unión arco - arco

Como se ha indicado anteriormente, los distintos tramos de arco se unen entre sí gracias a la acción del pretensado, el cual permite que a partir de la fase constructiva los distintos elementos trabajen conjuntamente. En fase de servicio, la propia geometría del arco moviliza esfuerzos de compresión, por lo que se favorece todavía más el trabajo conjunto de los distintos tramos. Tal y como se observa en la figura 51, la unión entre distintos tramos de arco se realiza a una distancia de 1,10 m de la unión entre el arco y la péndola, de modo que se evite la concentración de tensiones.

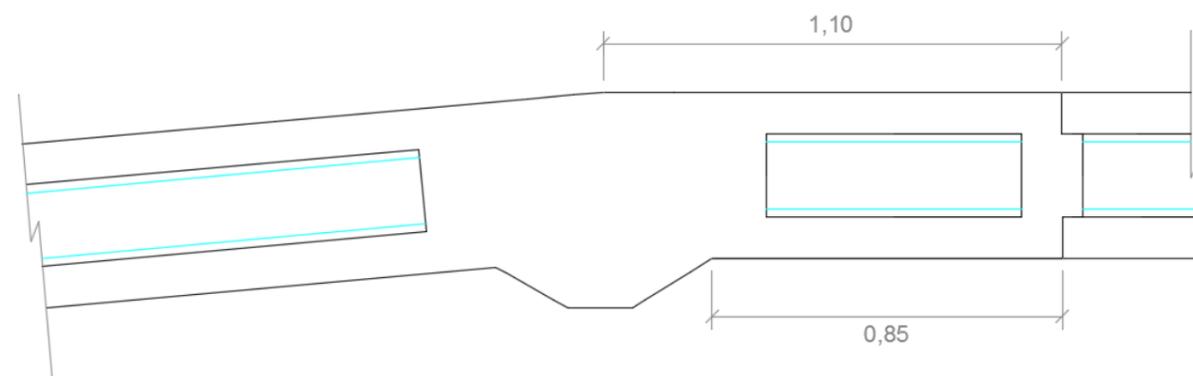


Figura 51 Detalle de unión arco - arco

Por otro lado, para lograr el correcto funcionamiento de la unión frente a solicitaciones tangenciales, los extremos finales de los elementos tipo arco son macizados, constituyendo un recrecido de hormigón a modo de pasador que se introduce en el interior del siguiente tramo, formando una unión macho-hembra. La resistencia frente a esfuerzos tangenciales de la unión se concentra en la resistencia de dicho elemento, pudiendo disponerse en su interior una barra de acero en caso de ser necesario. La siguiente figura muestra una sección tipo del arco en el tramo con recrecido:

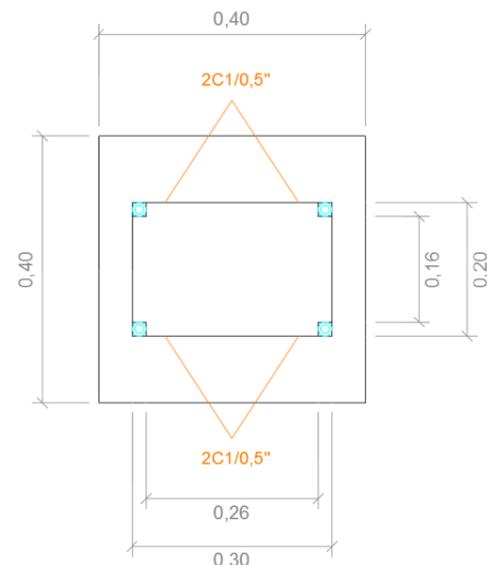


Figura 52 Sección tipo del arco en tramo con recrecido

5.3.2.- Unión riostra - arco

Para simplificar el proceso constructivo y reducir las uniones en obra, tal y como se observa en la figura 53, los tramos individuales que forman el arco de la pasarela están compuestos por dos tramos de arco paralelos y una riostra que los une en la zona de unión con la péndola. Esto supone que la unión entre la riostra y los arcos se ejecuta en la planta de prefabricados, constituyendo una unión monolítica convencional. Como se ha indicado anteriormente, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las riostras y los arcos, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo".



Figura 53 Detalle unión riostra - arco

5.3.3.- Unión viga longitudinal - viga longitudinal

Al igual que en la unión entre elementos tipo arco, los distintos tramos de viga longitudinal también se unen entre sí gracias a la acción del pretensado. Sin embargo, si bien el pretensado de los elementos del arco tenía como única función movilizar el comportamiento estructural tipo arco durante la fase constructiva, el pretensado de las vigas longitudinales tiene una función fundamental en el comportamiento estructural del conjunto de la pasarela. Mientras que en un arco atirantado tipo bowstring el arco se encuentra obviamente comprimido, el tablero se encuentra sometido a fuertes tracciones, por lo que el pretensado de las vigas longitudinales debe diseñarse de modo que la unión se encuentre siempre comprimida bajo cualquier combinación de acciones. Tal y como se observa en la figura 54, la unión entre distintos tramos de viga longitudinal se realiza a una distancia de 1/3 de la separación entre vigas transversales, buscando una zona de momento nulo, lo que conlleva que las uniones entre vigas longitudinales están sometidas a una distribución constante de tensiones, pudiendo disponerse el mismo pretensado en la capa superior y en la capa inferior.

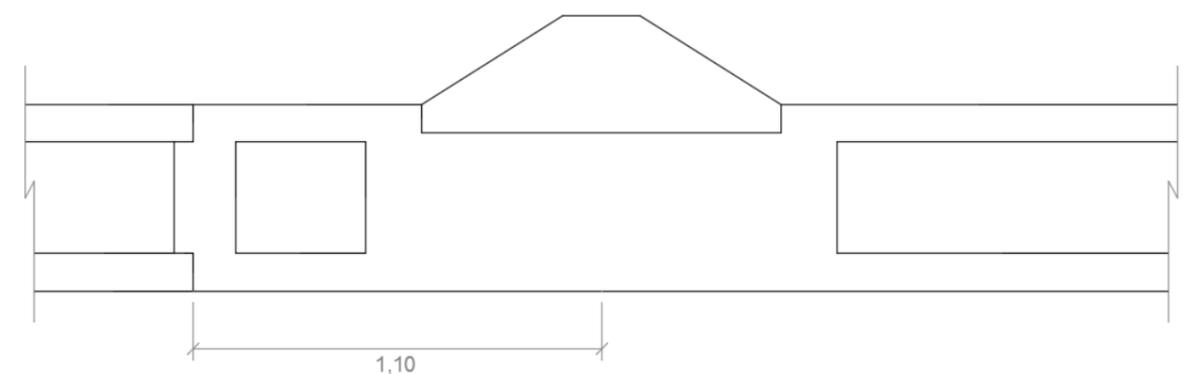


Figura 54 Detalle de unión viga longitudinal - viga longitudinal

Respecto al funcionamiento de la unión frente a solicitaciones tangenciales, se emplea el mismo recurso que en la unión entre elementos tipo arco, ejecutando un pasador en los extremos finales de los elementos que se introducen en el extremo inicial del elemento contiguo. La siguiente figura muestra una sección tipo de la viga longitudinal en el tramo con recrecido:

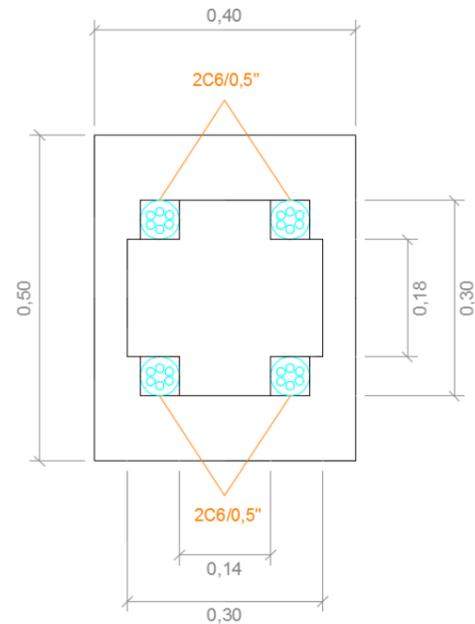


Figura 55 Sección tipo de la viga longitudinal en tramo con recrecido

5.3.4.- Unión viga transversal – viga longitudinal

Al igual que los elementos que forman el arco de la pasarela, para simplificar el proceso constructivo y reducir las uniones en obra, tal y como se observa en la figura 56, los tramos individuales que forman el tablero de la pasarela están compuestos por dos tramos de viga longitudinal paralelos y dos vigas transversales que los unen en las zonas de unión con la péndola. Esto supone que la unión entre la viga transversal y las vigas longitudinales se ejecuta en la planta de prefabricados, constituyendo una unión monolítica convencional. Como se ha indicado anteriormente, por motivos de fabricación, es necesario disponer un armado de conexión entre las vigas transversales y las vigas longitudinales, tal y como se detalla en el Anejo V: "Proceso constructivo".

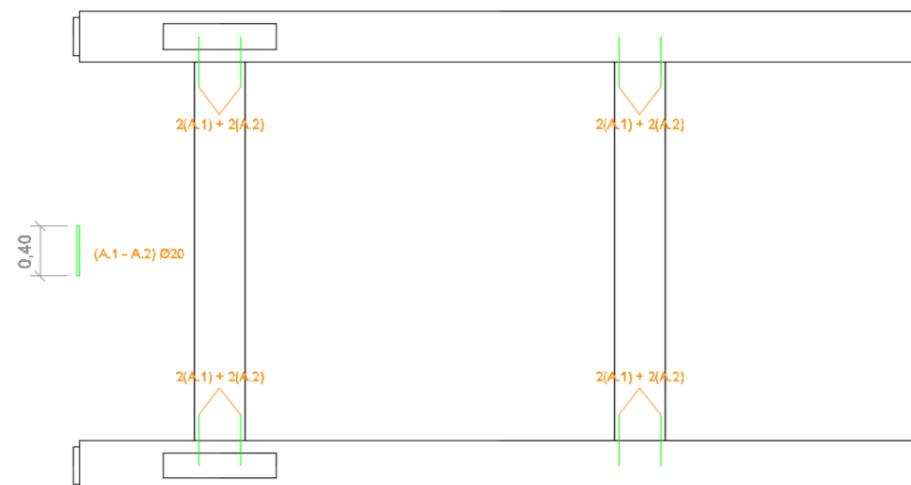


Figura 56 Detalle unión viga transversal – viga longitudinal

5.3.5.- Unión péndola – arco

Las uniones de las péndolas al resto de elementos, y en concreto las uniones de las péndolas al arco suponen quizás el aspecto más delicado de la pasarela, lo que motiva que dichas uniones sean objeto de futuros ensayos experimentales. Tal y como se indica en el Anejo II: "Estudio de soluciones", una de las principales ventajas de la utilización del UHPFRC en la estructura en general, y en las péndolas en particular, es su excelente durabilidad. Dicha durabilidad está supeditada a que, durante la totalidad de la fase de servicio, los elementos únicamente presenten la microfisuración típica de este material, fisuración despreciable desde el punto de vista de la durabilidad. Sin embargo, ese tipo de fisuración únicamente es posible cuando existen fibras de acero cosiendo dichas fisuras, lo que lleva a que en uniones entre elementos hormigonados en distintos tiempos no haya transmisión de fibras y por tanto no se pueda contar con su colaboración en la resistencia a tracción. En determinadas zonas, como en la unión entre la péndola y la viga longitudinal, pueden prepararse unas esperas y unos caces, realizando un hormigonado in situ de la unión que permita tener en cuenta la colaboración de las fibras. Esta solución es posible en aquellas zonas fácilmente accesibles, debiendo buscar otras soluciones para la unión entre las péndolas y el arco.

La solución que se propone está basada en la premisa de que bajo ningún concepto la unión entre la péndola y el arco debe descomprimirse, asegurando por tanto la durabilidad de la misma. Para conseguir el pretensado de la unión, se recurre a una solución propia de las estructuras metálicas, basada en las uniones pretensadas con tornillos de alta resistencia. De este modo, en el extremo superior de la péndola se dejan embebidos dos cordones de 12,7 mm (0,5") los cuales sobresalen en la parte superior del elemento como esperas. Dichos cables se introducen en vainas previamente embebidas en el codo del elemento tipo arco, sobresaliendo por la parte superior del mismo. Una vez introducidos los cables en las vainas, se procede al pretensado de los mismos, con una fuerza de tesado igual a 1,30 veces la máxima tracción que sufrirá la péndola en hipótesis de Estado Límite Último, de modo que se asegura que en ningún momento se producirá la descompresión de la unión. Tras pretensar los cables, las vainas se inyectan a través de orificios dispuestos en los anclajes soldados a ellas, macizando de este modo el codo del elemento tipo arco. Los cables de pretensado se encuentran debidamente anclados en la péndola según la longitud de transferencia necesaria, disponiéndose a su vez el armado pasivo desde el mismo extremo superior de ésta. De este modo, a partir de la sección donde la armadura activa se encuentra completamente anclada y por tanto la armadura pasiva es requerida, ésta también se encuentra anclada y por tanto puede trabajar al límite elástico. Por último, debe destacarse que las péndolas se introducen 5 cm en la zona macizada del arco, ejecutando una llave de cortante, donde para no deteriorar el hormigón del extremo superior de la péndola, se introduce un neopreno entre la misma y el arco. La siguiente figura muestra un detalle de la unión:

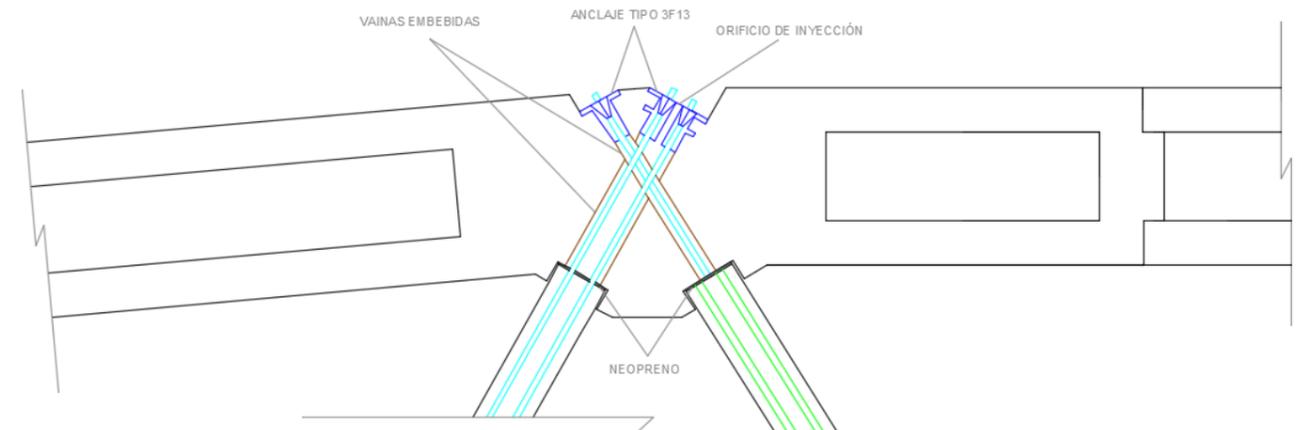


Figura 57 Detalle de unión péndola - arco

Nótese que para que los cables de pretensado no se intersecten entre sí, cada par de péndolas dispuesto en la unión se encuentra girado 90° entre sí.

5.3.6.- Unión péndola – viga longitudinal

La unión entre la péndola y la viga longitudinal no representa una unión tan crítica como la unión entre la péndola y el arco pues, dada su mayor accesibilidad, permite la utilización de sistemas más convencionales en el ámbito del prefabricado. De este modo, se ha desarrollado una tipología de unión inspirada en el sistema de pies de pilar HPKM de PEIKKO, desarrollado para el solape entre pilares prefabricados y la unión de estos a la cimentación. Esta unión se compone de distintos elementos.

En primer lugar, en el extremo inferior de la péndola se disponen dos barras de diámetro 16 mm, que al igual que en el extremo superior, se solapan con los cuatro redondos de 12 mm que discurren por la práctica totalidad de la misma. Dicha barra lleva soldada en su parte inferior una chapa con un orificio, de manera similar al pie de pilar mostrado en la figura 58.

Por otro lado, en la zona de unión de la viga longitudinal se dejan embebidas dos barras de diámetro 16 mm con los extremos superiores mecanizados, a modo de esperas, al igual que se deja preparado un pequeño caz. El hecho de mecanizar los extremos de las barras embebidas en la viga permite la perfecta nivelación de la péndola mediante una serie de tuercas y arandelas, tal y como se muestra en la figura 58. Durante la totalidad del proceso constructivo, y en concreto durante la unión de las péndolas, las tolerancias son un aspecto muy importante. De este modo, mediante el sistema descrito, cualquier desviación producida durante la unión de la péndola con el arco puede ser corregida al unir la péndola a las vigas, gracias al hecho de contar con una unión nivelable mediante tuercas.

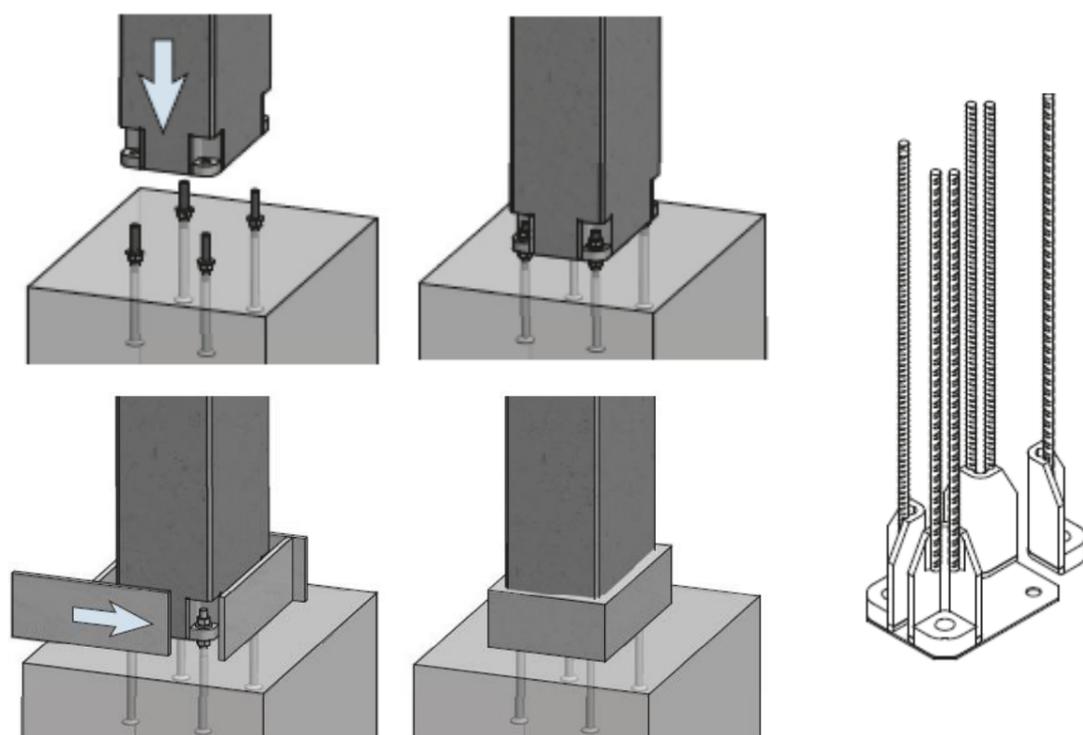


Figura 58 Detalle y proceso de montaje del sistema de pies de pilar HPKM de PEIKKO

A modo de síntesis del comportamiento de la unión, la tracción de la péndola se transmite mediante solape de los cuatro redondos de 12 mm intermedios a las barra de 16 mm dispuestas en el extremo inferior de la misma, las cuales actúan como pie de pilar. La unión entre la péndola y la viga longitudinal se produce cuando las barras mecanizadas ancladas en la viga se introducen en la chapa dispuesta al final del pie de pilar, fijándose y nivelándose mediante arandelas y tuercas gracias al extremo mecanizado. Por último, para asegurar la durabilidad de la junta creada en la unión, se hormigona la misma tal y como se muestra en la figura 59, ejecutando por tanto un recrecido en la unión además de rellenar el caz practicado en la viga. La siguiente figura muestra un detalle de la unión:

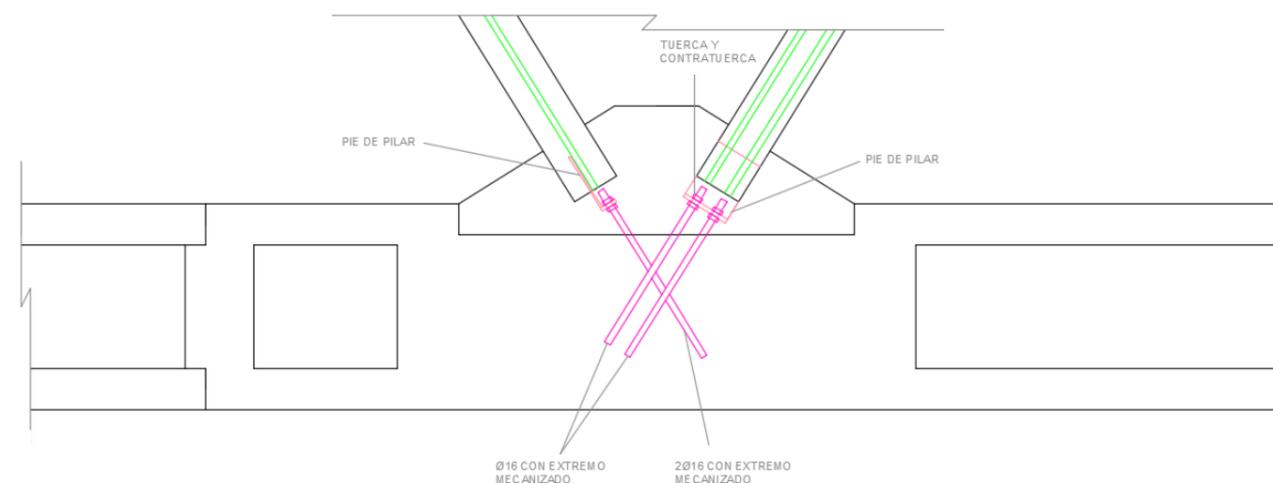


Figura 59 Detalle de unión péndola – viga longitudinal

Nótese que para que las barras mecanizadas no se intersecten entre sí, cada par de péndolas dispuesto en la unión se encuentra girado 90° entre sí.

5.3.7.- Unión losa de piso – viga transversal

La unión entre la losa de piso y las vigas transversales se realiza mediante un mortero autonivelante, no siendo necesario disponer ningún tipo de armado pues se asegura que bajo ninguna combinación se produce el levantamiento de la losa (en ningún momento hay reacciones verticales hacia arriba).

5.4.- Verificación de los Estados Límite Últimos (ELU)

5.4.1.- Estado Límite Último de Resistencia

5.4.1.1.- Solicitaciones normales y tangenciales

En el Anejo nº4: "Diseño estructural" se recogen las comprobaciones resistentes realizadas en aquellas secciones estimadas como críticas dentro de los distintos elementos frente a solitaciones normales (flexión compuesta) como a solitaciones tangenciales (cortante/rasante). En un primer subapartado, se justifican las secciones a comprobar a la vez que se describen las características diferenciadoras respecto del resto de secciones del elemento en cuestión. A continuación, se muestran las leyes de esfuerzos correspondientes a las distintas hipótesis de combinación de acciones consideradas, a la vez que se recogen en una tabla los esfuerzos de cálculo para las secciones determinantes. Posteriormente, y para cada sección, se realiza la comprobación resistente frente a solitaciones normales (*HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL*) y frente a solitaciones tangenciales.

5.4.1.2.- Comprobación frente a inestabilidad global

Una vez verificada la validez de las secciones, se procede a realizar la comprobación de resistencia frente a pandeo global de la estructura, determinando el factor por el que hay que multiplicar un determinado patrón de cargas para producir el pandeo de la estructura. Tras analizar los tres primeros modos de pandeo, se comprueba que no se produce el pandeo global de la estructura bajo las cargas consideradas, obteniendo factores entre 4,43 y 5,07.

Para estudiar la sensibilidad de la carga crítica de la estructura, se realiza un estudio de la misma en función de la imperfección inicial de construcción del arco fuera de su plano vertical. Estas imperfecciones, que se detallan en el apartado de cálculo no-lineal geométrico, corresponden con las formas modales asociadas a los primeros modos de pandeo observados. Dichos modos han sido idénticos en todos los casos estudiados, siendo la carga crítica de pandeo prácticamente independiente de las imperfecciones iniciales anteriores.

5.4.1.3.- *Análisis cinemáticamente no lineal*

Las normativas de estructuras de hormigón hablan de la necesidad de realizar un análisis cinemáticamente no-lineal de la estructura en aquellos casos donde sea relevante el efecto de las imperfecciones geométricas.

Estos aspectos están muy relacionados con la tradicional clasificación de las estructuras en traslacionales o intranslacionales. En estas últimas, no resulta necesario realizar la comprobación del pandeo global de la estructura, siendo por tanto despreciable el efecto de las imperfecciones geométricas. Sin embargo, en las estructuras traslacionales sí que es necesario llevar a cabo un análisis cinemáticamente no-lineal que tenga en cuenta los efectos de segundo orden amplificados por las imperfecciones.

Puesto que el factor de amplificación de carga obtenido anteriormente para el primer modo de pandeo es menor a 10, la pasarela debe considerarse una estructura traslacional y por tanto debe realizarse un análisis cinemáticamente no-lineal que incorpore las imperfecciones geométricas.

Respecto al valor de las imperfecciones geométricas que deben considerarse en el cálculo, ante la indefinición de las normativas de hormigón, donde únicamente se indica que éstas deben modelizarse como una función sinusoidal basada en los primeros modos de pandeo, es necesario recurrir a las normativas de acero, donde sí que se establecen unos valores claros y definidos. Por un lado, en el caso del pandeo en el plano del arco, debe considerarse una imperfección geométrica afín a una onda sinusoidal de dos nodos, mientras que para el caso del pandeo fuera del arco debe considerarse una imperfección afín a una onda sinusoidal de un nodo.

Tras realizar el análisis cinemáticamente no-lineal, se observa cómo la pasarela es mucho más sensible a las imperfecciones geométricas fuera del plano del arco que en el plano del arco, resultado lógico dado que los principales modos de pandeo obtenidos se producen fuera de dicho plano. Por último, mientras que los momentos flectores M_{3-3} prácticamente no se ven afectados tras realizar el cálculo no-lineal. Sin embargo, en los momentos flectores M_{2-2} se produce un incremento del orden del 25%, lo que reafirma la necesidad de realizar este tipo de cálculos en estructuras esbeltas como la que ocupa este proyecto.

5.4.1.4.- *Comprobación frente a inestabilidad local*

Si bien tras las comprobaciones realizadas puede afirmarse que no se produce el pandeo global de la pasarela y que los efectos de 2º orden originados por las imperfecciones geométricas globales pueden ser resistidos por los elementos que la forman, es necesario verificar que dichos elementos no sufren una inestabilidad con motivo de los efectos de 2º orden originados por imperfecciones geométricas locales.

De este modo, para comprobar la necesidad de considerar los efectos de segundo orden en los elementos aislados que forman el arco así como en las péndolas comprimidas bajo la hipótesis de sobrecarga de uso asimétrica se recurre a la EHE-08, donde se indica que los efectos de segundo orden en elementos aislados pueden despreciarse si la esbeltez mecánica es inferior a una esbeltez límite asociada a una pérdida de capacidad portante del elemento del 10% respecto de un elemento no esbelto.

Mientras que en los elementos aislados que forman el arco la esbeltez mecánica es inferior a la esbeltez límite y por tanto queda descartada la necesidad de evaluar los efectos de segundo orden, la gran esbeltez de las péndolas hace que sea necesario realizar un análisis de estabilidad de las mismas.

Una de las principales limitaciones de la disposición de péndolas tipo Nielsen en estructuras ligeras como pasarelas es que, bajo configuraciones de sobrecarga de uso asimétricas, algunas péndolas entran en compresión. En pasarelas convencionales, donde se suelen utilizar cables de acero como péndolas, la entrada en compresión de alguna de las péndolas origina que dejen de trabajar, cambiando el comportamiento resistente de la pasarela e imponiendo importantes limitaciones en la fase de diseño. Una primera solución al problema sería disponer perfiles tubulares en vez de cables, con tal de aumentar la rigidez axil, pero aun así habría limitaciones en cuanto al pandeo de los perfiles.

En la pasarela objeto de este proyecto, la utilización de elementos de gran rigidez axil como son las secciones rectangulares macizas de hormigón origina que, aunque se produzca la entrada en compresión de las péndolas, el funcionamiento resistente de la pasarela no se ve alterado, no suponiendo por tanto ninguna limitación de cara al dimensionamiento global de la pasarela. Sin embargo, si bien es

prácticamente imposible el pandeo de un soporte convencional de hormigón armado, la elevada esbeltez de las péndolas obliga a una comprobación en profundidad de la estabilidad de las mismas.

Tras comprobar que no se produce el pandeo de las mismas (en el caso más desfavorable se obtiene un factor de amplificación de carga de 6,41), es necesario comprobar que no se produce la inestabilidad por efectos de 2º orden, realizando un análisis que tenga en cuenta las no linealidades geométricas y mecánicas. Para ello, se realiza un análisis cinemáticamente no-lineal como el realizado para la estructura global, pero considerando en este caso las imperfecciones geométricas correspondientes a soportes.

Tras analizar los resultados se comprueba cómo la amplificación de esfuerzos debida a los fenómenos de 2º orden es idéntica a la que se obtiene teóricamente, a partir de la relación entre el axil de cálculo y el axil crítico, siendo ésta de valor reducido (alrededor del 17%).

Por último, debe indicarse que la validez de este cálculo se comprueba al verificar que la fibra más traccionada de la péndola más desfavorable sometida a los efectos de 2º orden no supera la resistencia a tracción del UHPFRC. De este modo, puede afirmarse que la péndola se encuentra trabajando en régimen elástico lineal y por tanto no es necesario considerar la no linealidad mecánica.

5.4.2.- Estado Límite Último de Equilibrio

Las reacciones obtenidas tras evaluar la hipótesis de combinación de acciones correspondiente al ELU de Equilibrio reflejan que ante dicha solicitud no se produce el vuelco de la pasarela, resultando todas ellas verticales en el sentido positivo del eje Z.

5.5.- Verificación de los Estados Límite de Servicio (ELS)

5.5.1.- Estado Límite de Servicio de Tensiones

El procedimiento de comprobación de tensiones en servicio de elementos de hormigón convencional suele basarse inicialmente en un cálculo seccional elástico y lineal en el que se limita la máxima tensión de compresión en el hormigón al 60% de su resistencia característica a compresión y la máxima tensión de tracción a la resistencia característica a tracción. En caso de que la sección fisure, se realiza un cálculo en hipótesis de sección fisurada y se limita la máxima abertura de fisura en la fibra más traccionada al valor indicado en la normativa según el ambiente (o bien se limita la máxima tensión de tracción en dicha fibra para que incluso no se produzca la descompresión de la sección).

Cuando se trata de la verificación en servicio de elementos de UHPFRC, si bien podría realizarse el mismo tipo de cálculo seccional elástico lineal mediante superposición de tensiones inicialmente o en hipótesis de sección fisurada en caso de ser necesario, la experiencia con este material indica que debe modificarse el procedimiento de comprobación para aprovechar al máximo todas sus posibilidades.

Como se recoge detalladamente en el Anejo I: "Estado del Arte", el comportamiento a tracción del UHPFRC cuenta con una primera rama elástica en la que no tienen lugar cambios microestructurales durante la deformación y se puede considerar el material elástico lineal con el módulo de elasticidad obtenido en compresión. Es al final de esta rama cuando se alcanza prácticamente la máxima tensión de tracción en el material, pero con una deformación muy pequeña. A continuación, el material experimenta un endurecimiento por deformación. Según se extrae de López Martínez (2012):

"El final del régimen elástico coincide con la aparición de la primera microfisura en la fibra más traccionada. Con el incremento de las deformaciones más allá del nivel elástico, la tensión de tracción aumenta a un nivel no tan alto como lo hace en la rama elástica, o incluso llega a permanecer constante sin que haya un endurecimiento apreciable. El alto incremento de las deformaciones que caracterizan esta fase se debe a la formación de un alto número de microfisuras, de magnitud de micras. El proceso de microfisuración está constituido por gran cantidad de fisuras muy juntas entre ellas y cosidas por las fibras. En el caso de utilizar el UHPFRC con piezas armadas, la fase de endurecimiento tiene un papel muy importante en el ELS de los elementos diseñados. Cuando el UHPC alcanza la deformación asociada a la tensión máxima, aproximadamente al 3 por mil, las armaduras B500SD comienzan su proceso de plastificación. La multifisuración del UHPC hace que hasta este nivel de deformación no aparezca ningún tipo de fisura visible en el material y por tanto, no es hasta el punto en el que las armaduras han plastificado hasta que comienza a abrirse una fisura. Por tanto, con el UHPFRC se consigue acercar el ELS al ELU".

Como se ha comentado en otros apartados, una de las principales ventajas competitivas del UHPFRC frente a otros materiales como el acero es su excelente durabilidad. Esa durabilidad viene supeditada a la no aparición de fisuras de tamaño considerable (lo que comúnmente se conoce como microfisuración). Según se concluye al analizar el comportamiento a tracción del material, hasta el final de la rama de endurecimiento por deformación, aproximadamente al 3 por mil de deformación, no se produce dicha microfisura. Las microfisuras que se producen desde el final de la rama elástica hasta dicha deformación se encuentran en su totalidad cosidas por las fibras y tienen un tamaño de micras, por lo que no tienen relevancia de cara a la durabilidad del elemento.

Por tanto, para aprovechar al máximo las ventajas que ofrece el comportamiento en servicio del UHPFRC, debe realizarse un procedimiento de comprobación que permita incorporar comportamiento no lineal del material. Para ello, se aprovecha la *HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL*, adaptando los pivotes y los dominios de deformación, de modo que se limite la máxima tensión de compresión en la sección al 60% de la resistencia característica y la máxima deformación tracción en la sección, de modo conservador, al 1,5 por mil o incluso a un valor nulo para el caso de secciones donde no pueda considerarse la resistencia a tracción. En el caso de elementos pretensados se plantean dos fases de comprobación: una relativa al momento de transferencia del pretensado, con comportamiento característico del hormigón a 7 días, pretensado como fuerza externa y pérdidas instantáneas y otra relativa a la fase de servicio, con comportamiento característico del hormigón a 28 días, pretensado como fuerza interna y pérdidas totales.

5.5.2.- Estado Límite de Servicio de Deformaciones

Respecto a las deformaciones que sufre la pasarela, en primer lugar se verifica que la flecha vertical máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso no supera el valor $L/1200$ establecido en la IAP-11 para pasarelas peatonales. Dado que se indica que para el caso de arcos de tablero inferior deberá tomarse como L la distancia entre puntos de inflexión de la deformada para la hipótesis de carga considerada, se realiza dicha comprobación para la hipótesis de sobrecarga de uso simétrica y asimétrica.

En cuanto a la necesidad o no de adoptar una contraflecha de ejecución, se decide evaluar la deformación total de la estructura bajo cargas permanentes, incluyendo la fluencia, de manera simplificada a partir del procedimiento descrito en el EC-2. Dicho procedimiento establece que para cargas con una duración que produce fluencia, la deformación total incluyendo fluencia se puede calcular usando un módulo de elasticidad eficaz para hormigón, el cual se obtiene a partir del coeficiente de fluencia.

Este procedimiento permanece invariado en las recomendaciones francesas de UHPFRC por lo que es de aplicación al ámbito en estudio. El único aspecto que varía respecto al hormigón convencional es la obtención del coeficiente de fluencia. En las citadas recomendaciones se indica que, para piezas de UHPFRC no sometidas a ningún tratamiento de curado especial, el coeficiente de fluencia a largo plazo es igual a 0,8 pudiéndose reducir incluso a valores de 0,4 o 0,2 en caso de que las piezas reciban tratamiento.

Tras aplicar la metodología descrita se comprueba cómo no sólo no es necesario fabricar los elementos con una contraflecha de ejecución sino que es el propio pretensado quien genera dicha contraflecha. Además, la consideración de los efectos diferidos mediante un módulo de deformación eficaz (menor que el módulo de deformación medio a 28 días) hace que el material pierda rigidez y por tanto los efectos beneficiosos del pretensado se agudicen, resultando una flecha total mayor en valor positivo que la flecha instantánea bajo cargas permanentes.

Por último, con respecto a la losa de piso, se comprueba que la flecha debida al peso propio es de 1 mm, mientras que la flecha máxima correspondiente al valor frecuente de la sobrecarga de uso es de 1,7 mm, siendo ambos valores admisibles.

5.5.3.- Estado Límite de Servicio de Vibraciones

En primer lugar, y aunque no proceda estrictamente al Estado Límite de Servicio de Vibraciones, se verifica que no es necesaria la comprobación de los efectos aeroelásticos sobre la pasarela según la IAP-11 dado que la frecuencia fundamental de flexión vertical es mayor de 2 Hz.

En lo relativo a las vibraciones, la IAP-11 establece que se considerará verificado el Estado Límite de Servicio de Vibraciones en pasarelas peatonales si sus frecuencias naturales se sitúan fuera de los dos rangos que figuran a continuación:

- Rango crítico para vibraciones verticales y longitudinales: 1,25 – 4,60 Hz
- Rango crítico para vibraciones laterales: 0,50 – 1,20 Hz

Por otro lado, a modo de referencia, se comparan las frecuencias obtenidas con los valores recogidos en la guía técnica del SETRA, "Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading", donde se clasifica la respuesta vibracional de la pasarela en función del riesgo de resonancia. Hay cuatro rangos de frecuencias, ordenados de mayor a menor riesgo de resonancia:

- Rango 1: riesgo máximo de resonancia
- Rango 2: riesgo medio de resonancia
- Rango 3: riesgo bajo de resonancia
- Rango 4: riesgo neglible de resonancia

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.3: Frequency ranges (Hz) of the vertical and longitudinal vibrations

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Table 2.4: Frequency ranges (Hz) of the transverse horizontal vibrations

Figura 60 Rangos de frecuencias verticales (arriba) y laterales (abajo) definidos por guía técnica de SETRA [SETRA 2007]

Tras realizar el análisis modal de la pasarela, se obtiene una frecuencia natural de 1,37 Hz para el primer modo de vibración lateral y de 3,38 Hz para el primer modo de vibración vertical/longitudinal.

Como se observa, la frecuencia natural correspondiente al primer modo de vibración lateral de la pasarela se encuentra fuera del rango crítico definido por la IAP, si bien según la guía técnica del SETRA el riesgo de resonancia es entre medio y bajo. Por otro lado, la frecuencia natural correspondiente al primer modo de vibración vertical o longitudinal de la pasarela se encuentra dentro del rango crítico definido por la IAP, si bien según la guía técnica SETRA el riesgo de resonancia es bajo.

Por otro lado, la Pasarela sobre la N-VI del Anillo Verde Ciclista de Madrid, descrita en el Anejo II "Estudio de Soluciones" y que ha servido de referencia para el diseño de la pasarela objeto de este proyecto, cuenta con una frecuencia propia vertical del orden de 2 Hz, siendo este valor admisible según Millanes (2008).

Como conclusión, si se analizan todos los aspectos indicados, las frecuencias naturales obtenidas pueden ser consideradas como admisibles. Si se observan los rangos críticos expuestos, puede concluirse que las frecuencias estudiadas, sin cumplir estrictamente el rango marcado por la IAP, presentan un riesgo bajo de resonancia. Por otro lado, tras analizar una pasarela existente de geometría y tipología resistente similares, se comprueba cómo la frecuencia natural vertical de la pasarela objeto de este proyecto es un 175% superior a la estudiada, de lo que se extrae que si en dicha pasarela no se han notificado incidencias debidas a vibraciones, es de esperar que el comportamiento dinámico de la pasarela proyectada sea adecuado.

6.- PROCESO CONSTRUCTIVO

6.1.- Alcance y motivación

El grado de detalle planteado en la definición del proceso constructivo permite evaluar el comportamiento de las piezas de UHPFRC en cada instante, de manera que se pueda asegurar la completa viabilidad de la solución adoptada con el condicionante añadido de que la manipulación de los elementos no debe suponer refuerzos adicionales a los calculados para resistir los esfuerzos de servicio.

Cabe indicar que la solución final adoptada parte de un diseño conceptual en donde se tiene en cuenta la modulación idónea para obtener la mayor eficiencia estructural y económica, integrando tanto el comportamiento global como el local de cada elemento. En este aspecto, una de las ventajas del emplazamiento seleccionado para la pasarela es la disponibilidad de espacio suficiente como para ensamblar los distintos módulos en un margen del río antes de su colocación en la posición final.

El motivo por el cual se ha optado por dedicar un importante capítulo del presente Trabajo Fin de Máster al proceso constructivo, es el de poder plantear una alternativa real a los materiales convencionales empleados para el proyecto de esta tipología de pasarelas. Como se ha comentado a lo largo de la Memoria, a pesar del elevado coste por metro cúbico del UHPFRC, posee unas propiedades mecánicas que conllevan a una importante reducción del volumen de material empleado, y unas propiedades físicas, como su fluidez, que permiten una gran variedad de soluciones y de formas a desarrollar en una planta de prefabricados. Es cuando, aprovechando ambas, las soluciones con este material son realmente competitivas.

Así como se aprovechan dichas propiedades físicas del material, también se debe comprender ciertos fenómenos que no son comunes a otros materiales, como es el efecto de la reordenación de fibras. En este ámbito, la dirección de hormigonado tiene gran influencia pues, como se explica en el capítulo dedicado al material, se debe garantizar una adecuada aleatoriedad en la orientación de las fibras. El hecho de aprovechar las propiedades mecánicas para el cálculo estructural, como es la resistencia a tracción, debe ser consecuente con el proceso de fabricación.

Por otro lado, temas que requieren de un estudio en profundidad, como es el ensayo de las uniones planteadas para la solución adoptada, se delegan a una posterior tesis del Máster Universitario en Ingeniería del Hormigón.

La totalidad de comprobaciones estructurales realizadas para verificar la resistencia de los elementos modulares a lo largo del proceso constructivo quedan recogidas en el Anejo V: "Proceso constructivo".

6.2.- Proceso de producción en planta de prefabricados

La división en elementos final de la pasarela se establece a partir de un compromiso entre eficiencia estructural, sencillez de fabricación y economía, de manera que la posición de las juntas frías se localizara en las regiones con menores esfuerzos de flexión pero respetando la logística del proceso de industrialización, acopio y transporte.

Como se ha explicado en el capítulo correspondiente a la descripción de la pasarela, los elementos longitudinales vienen materializados con una llave de cortante machihembrada que asegura la transmisión

de esfuerzos cortantes entre piezas de sección hueca y las zonas macizadas en las uniones con distintos elementos.

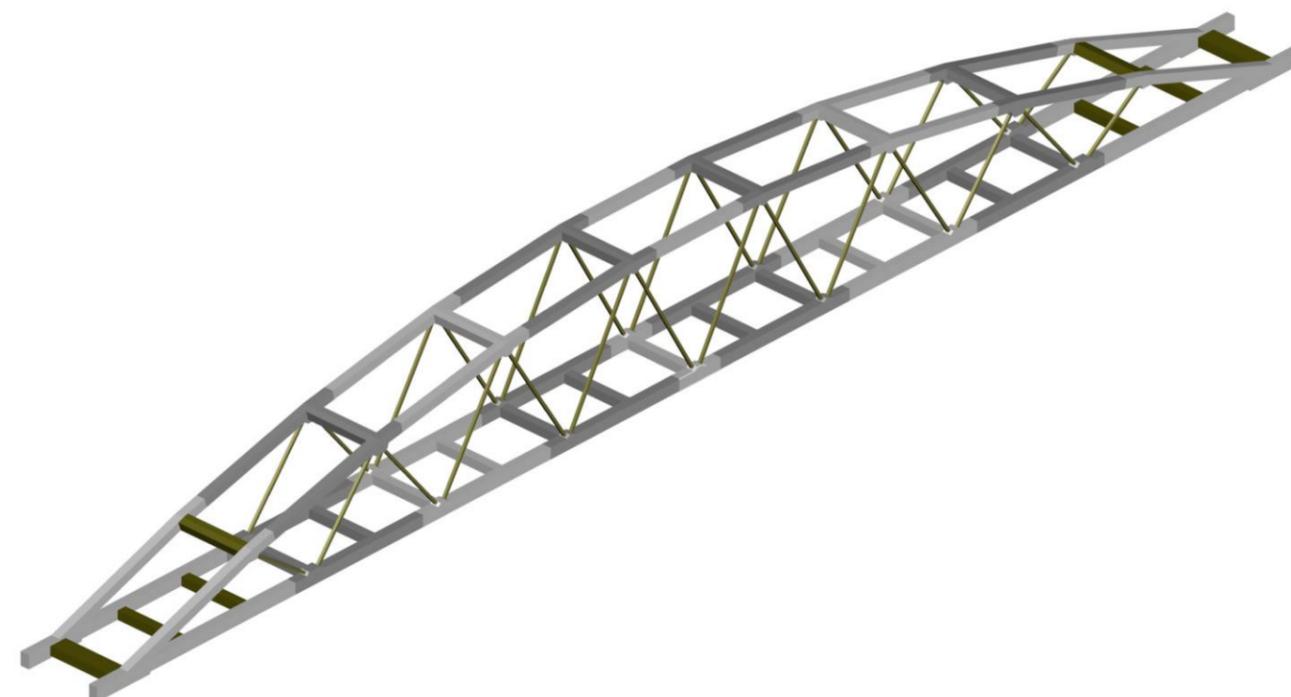


Figura 61 Modulación de los elementos

La forma del arco nace de ajustar una poligonal a una parábola muy rebajada para esta tipología de estructuras. De esta forma, el ángulo girado por las piezas en cada codo es siempre constante y de valor 5°, por lo que es posible definir un único molde para la elaboración de seis piezas.

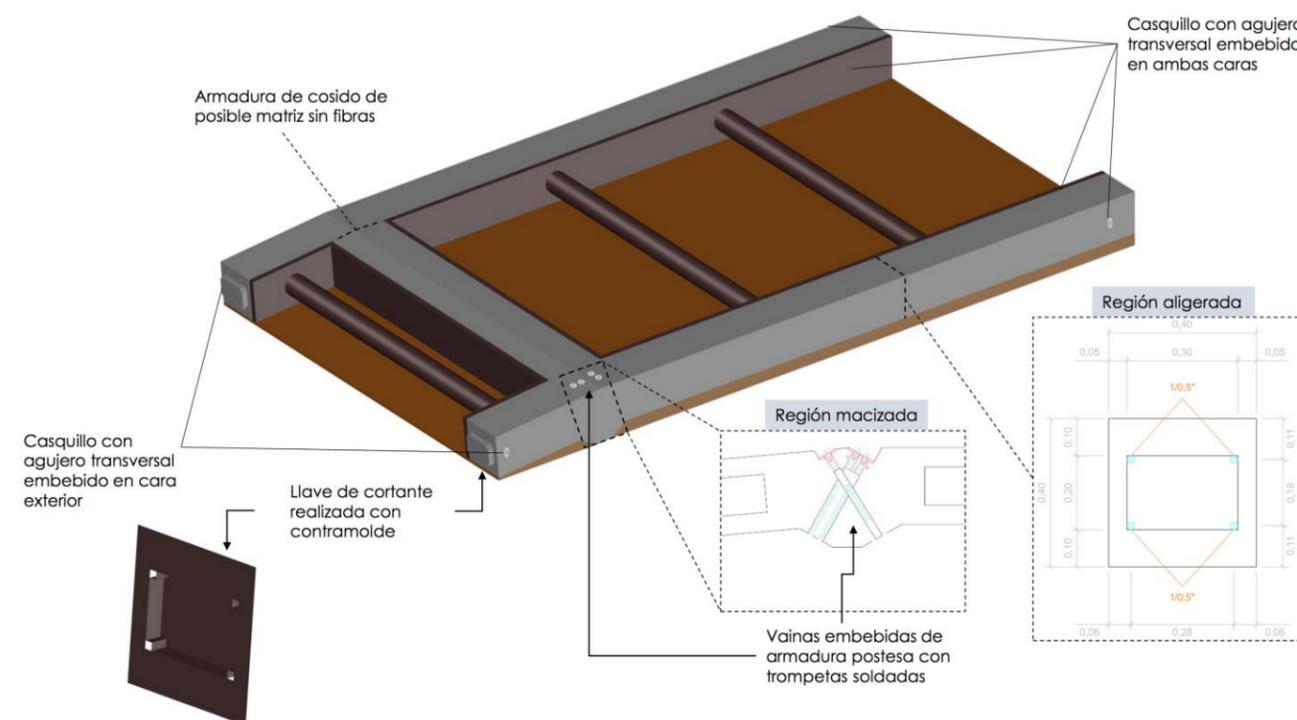


Figura 62 Módulo de arco hormigonado

Los módulos del tablero poseen una naturaleza muy similar a los del arco, por lo que el proceso de fabricación resulta ser muy similar.

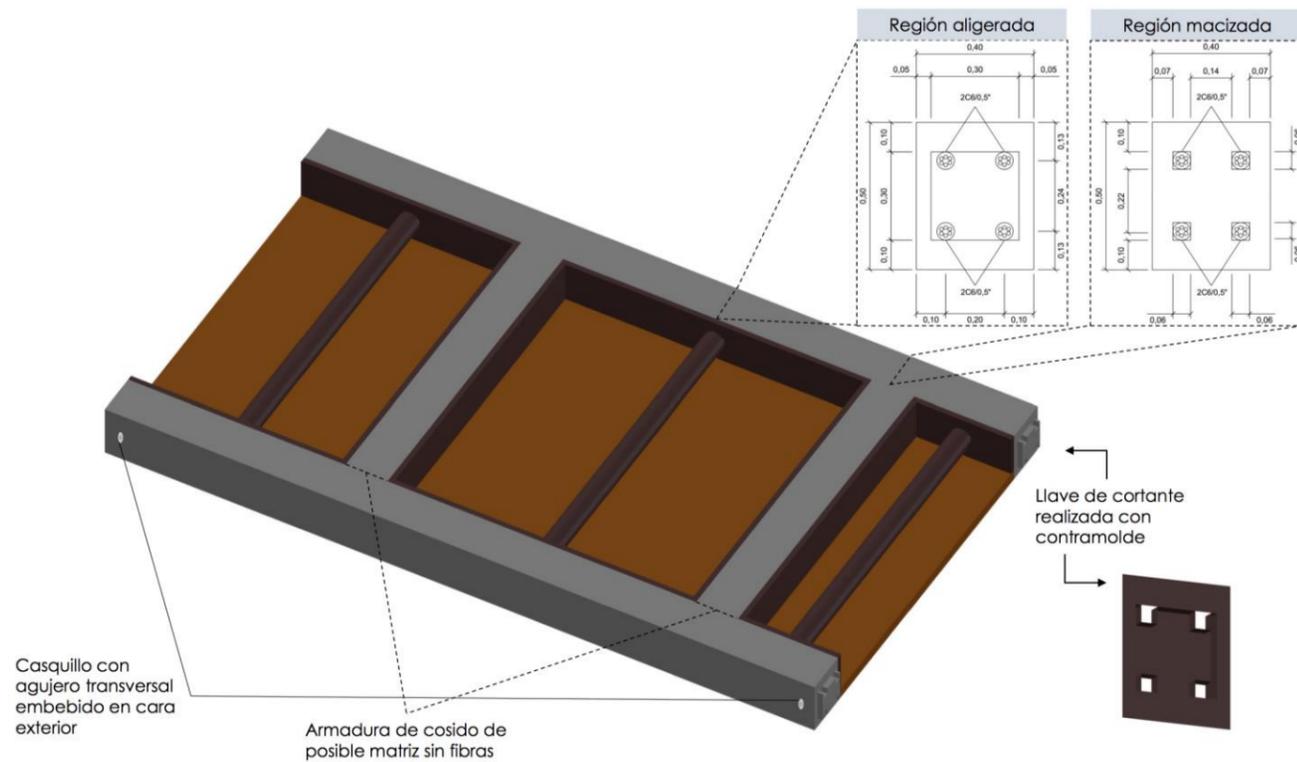


Figura 63 Módulo de tablero hormigonado

Respecto de los módulos extremos de la pasarela, el hormigonado debe realizarse en dos fases en las que primero se realizan las piezas longitudinales para ser posteriormente abatidas a su posición vertical y hormigonar los elementos transversales en una segunda fase materializando una junta en el plano de unión.

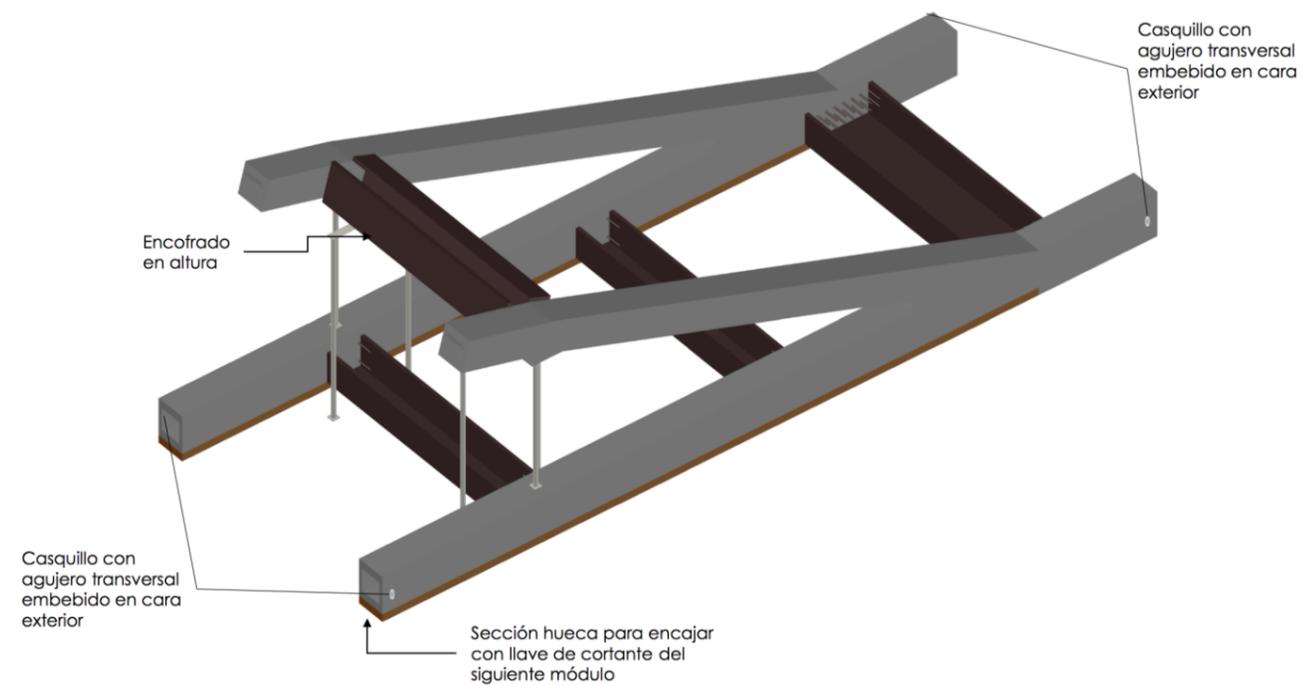


Figura 64 Módulo extremo hormigonado

El resto de elementos presentan geometrías más sencillas de concebir y hormigonar en la planta de prefabricados.

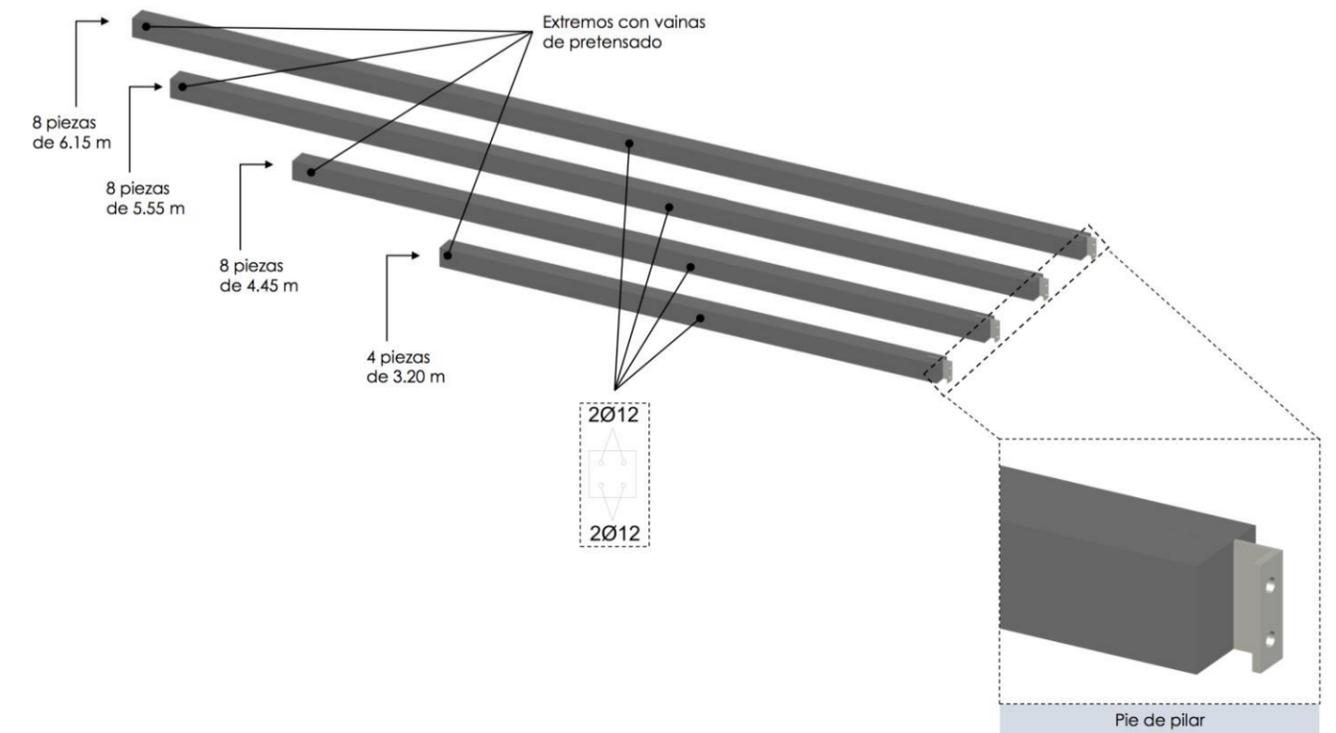


Figura 65 Detalles constructivos de las péndolas

Cabe indicar que, si bien la mayoría de los elementos de la pasarela se hormigonan con una dosificación del UHPFRC híbrida en fibras que aporta una gran ductilidad, las péndolas son hormigonadas con un UHPFRC compuesto exclusivamente por fibras cortas de alto límite elástico que permiten una mayor fluidez no siendo de tal importancia la ductilidad pues es aportada por el armado pasivo de estas piezas.

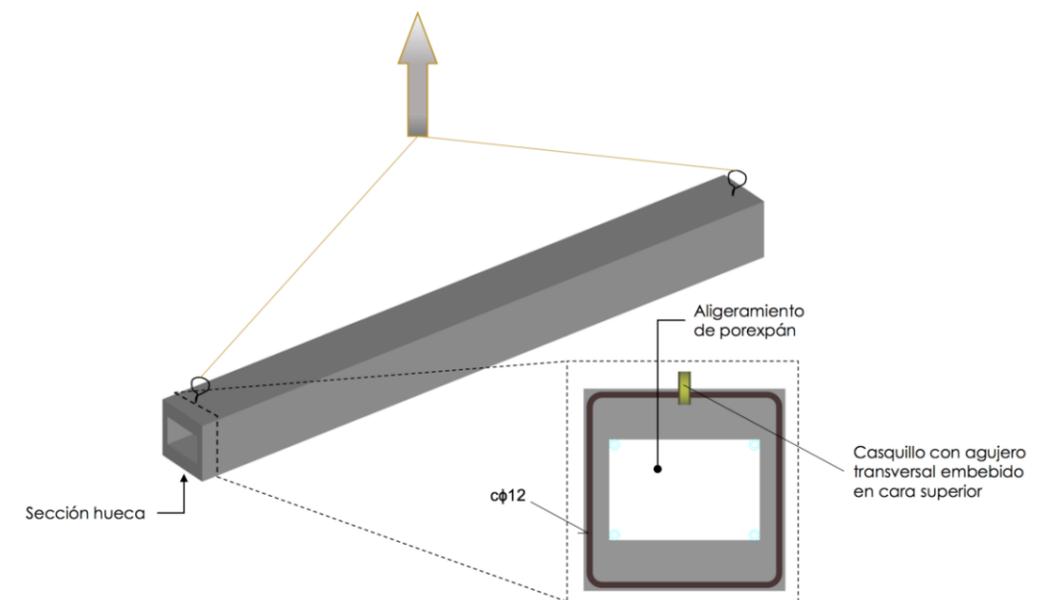


Figura 66 Izado de elemento central del arco

Como se puede observar, el izado de los elementos se realiza mediante casquillos y gazas de elevación que transmiten los esfuerzos mediante un cerco de 12 mm de diámetro.

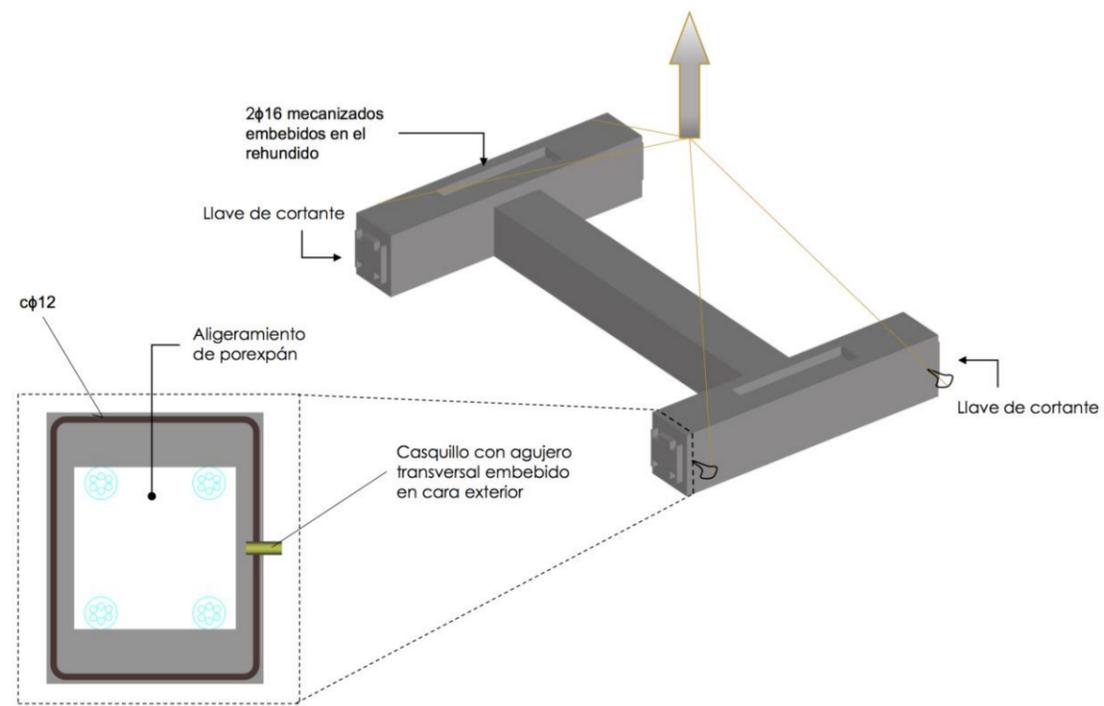


Figura 67 Izado de elemento central del tablero

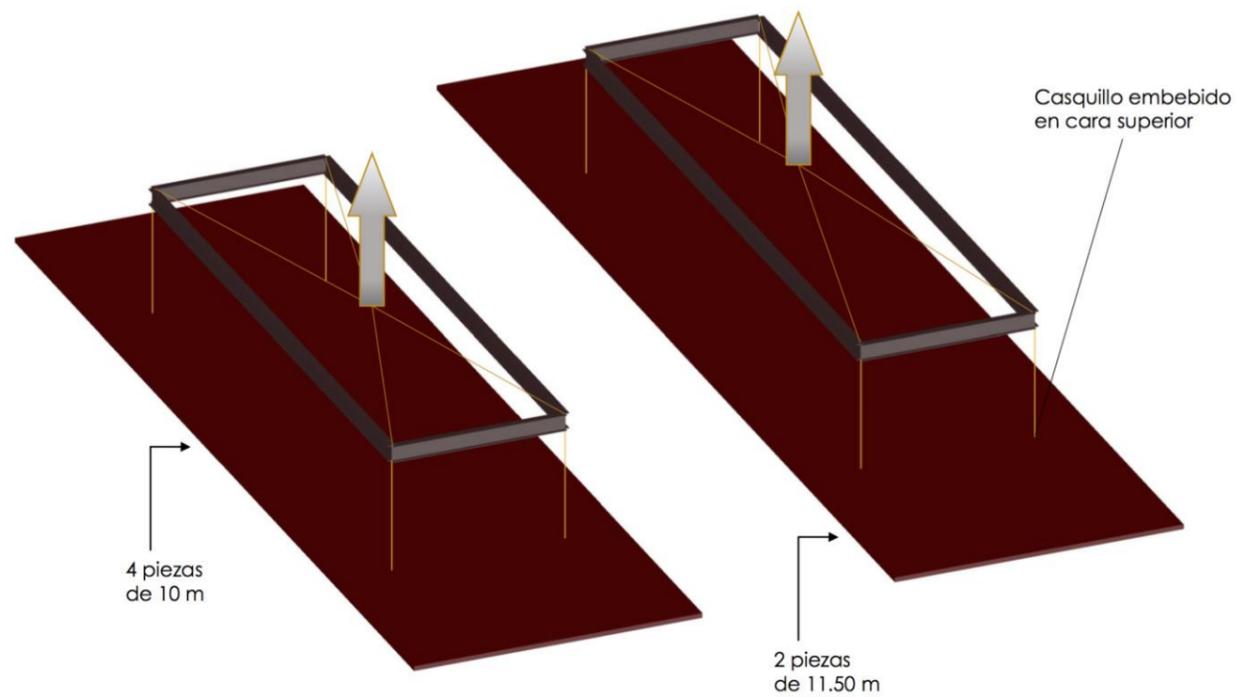


Figura 68 Izado de las losas de piso

Por lo que respecta a las losas de piso, el izado no se realiza de forma puntual, sino que se disponen eslingas que simulan los cuatro apoyos lineales en la situación de servicio. La estabilidad lateral se asegura con pequeños cercos de 10 mm de diámetro.

6.3.- Proceso de montaje en obra

La definición de la logística del proceso constructivo en obra parte de una distribución de las áreas de trabajo de manera que se simplifique tanto el montaje como el izado de la estructura una vez ensamblada.

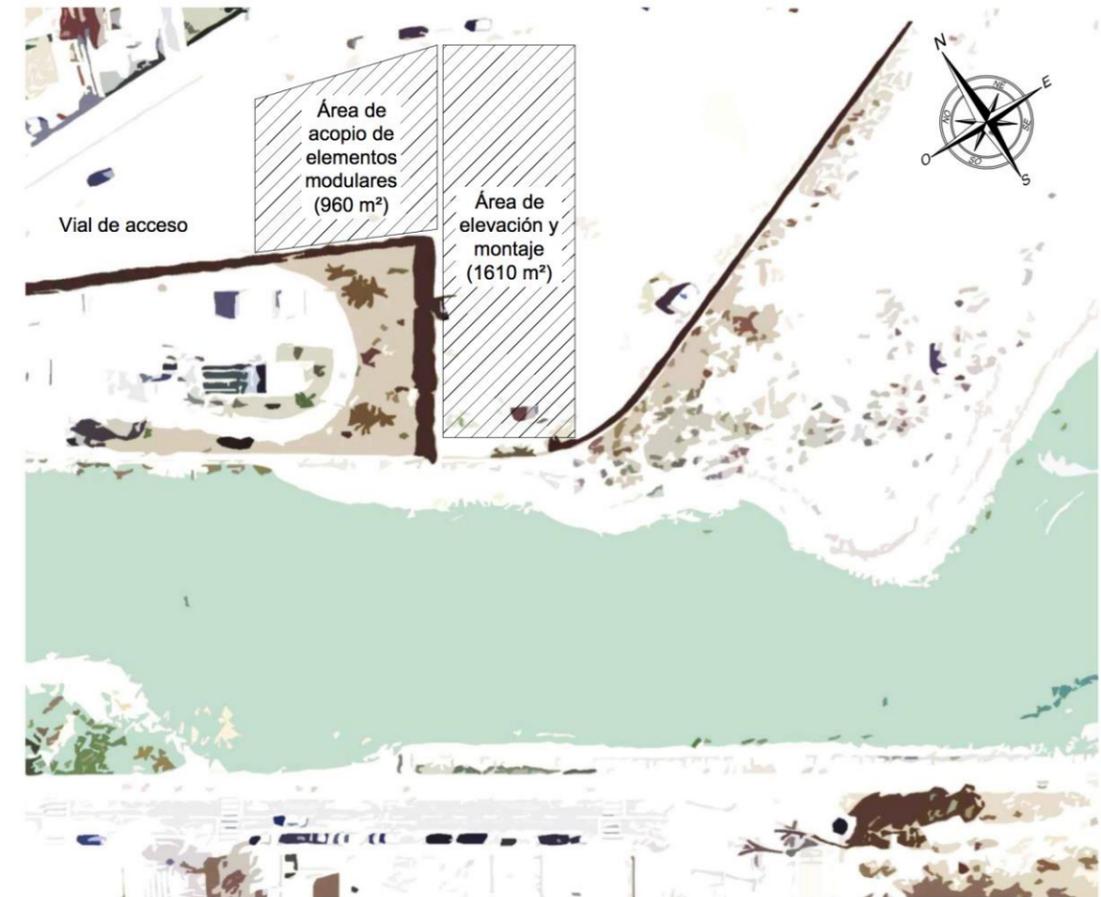


Figura 69 Localización de las áreas de trabajo

El proceso de montaje se describe en las siguientes figuras.



Figura 70 Disposición de los módulos extremos

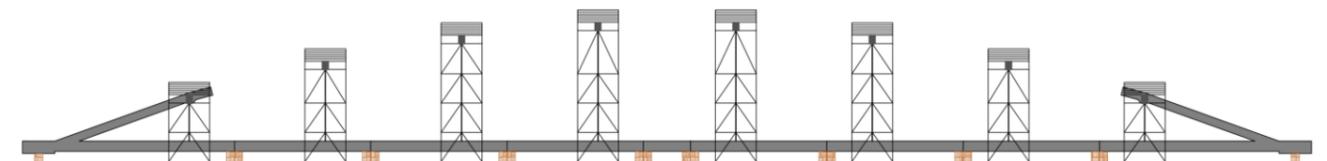


Figura 71 Disposición de los módulos del tablero

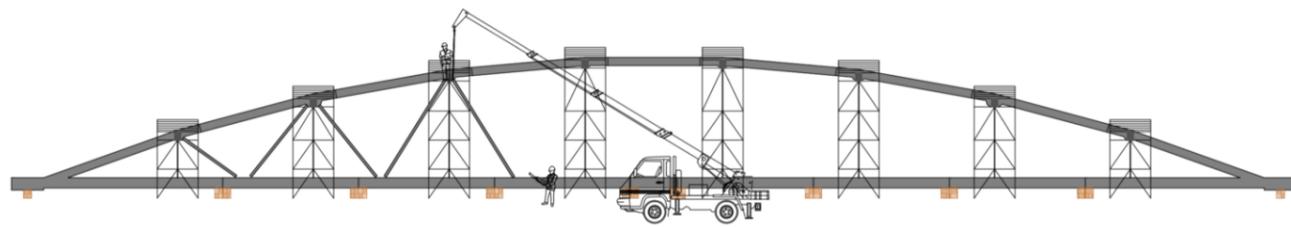


Figura 72 Disposición de las péndolas

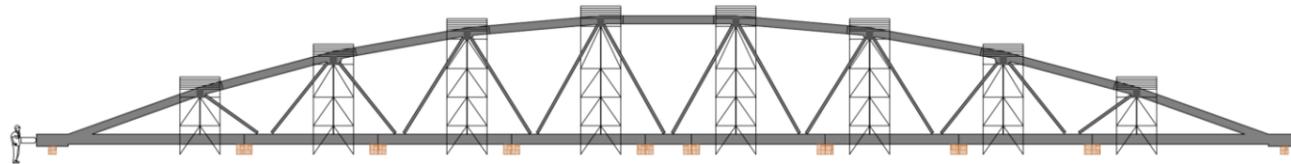


Figura 73 Tesado parcial de las vigas longitudinales

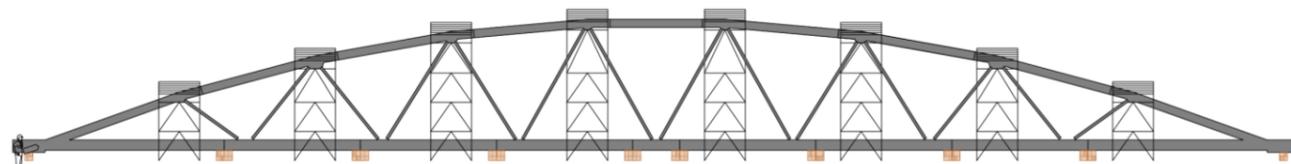


Figura 74 Tesado completo del arco

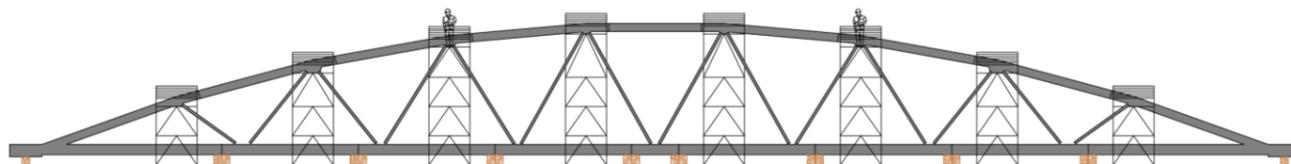


Figura 75 Tesado completo de las péndolas

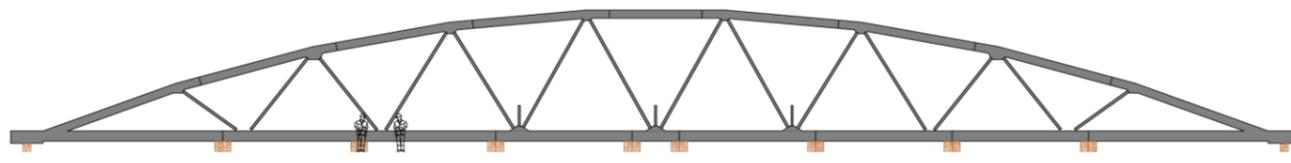


Figura 76 Hormigonado de pie de pilar

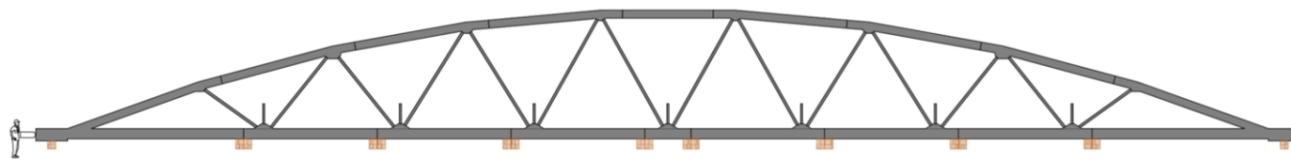


Figura 77 Tesado completo de las vigas longitudinales

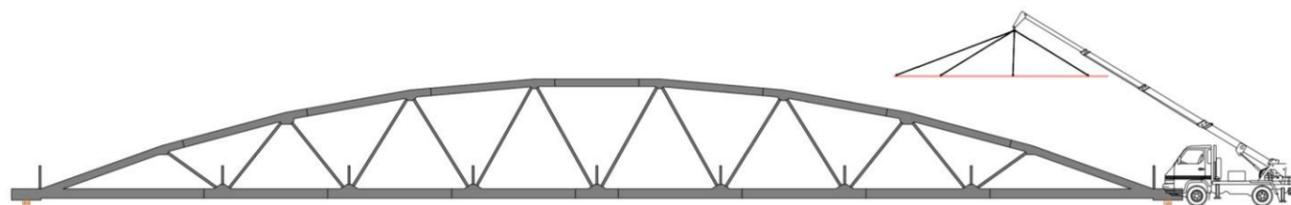


Figura 78 Disposición de las losas de piso

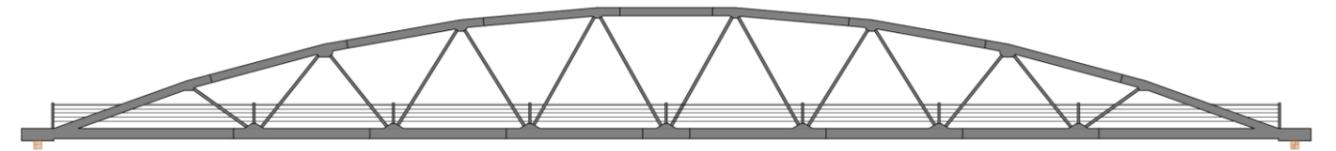


Figura 79 Disposición de las barandillas

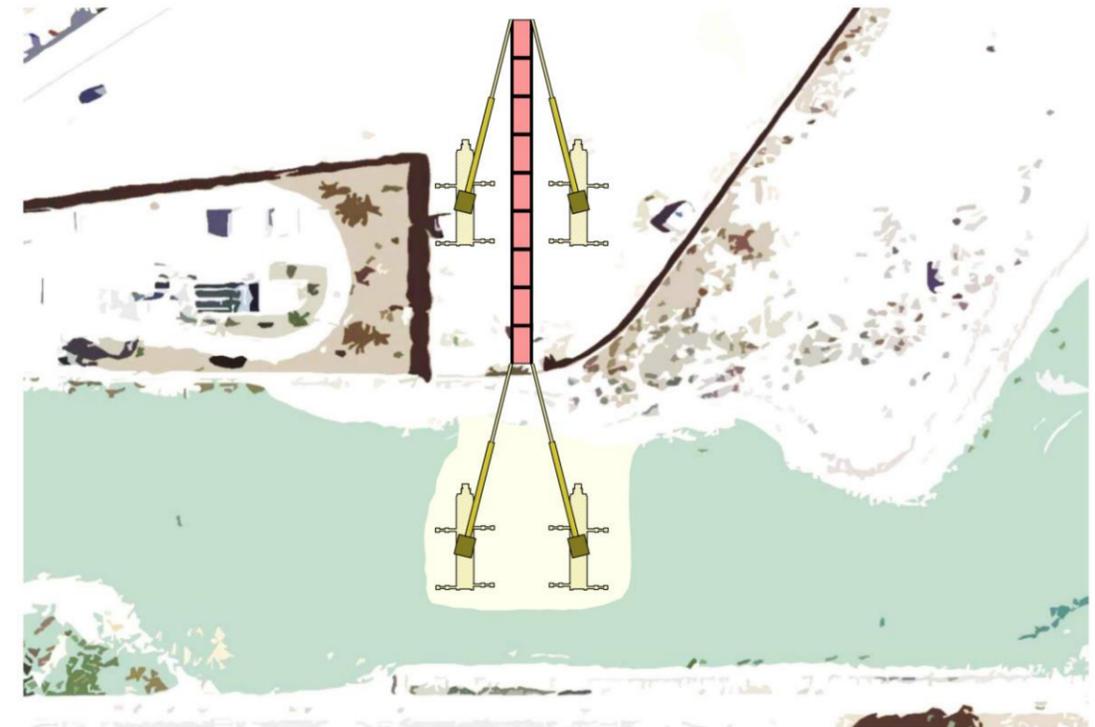


Figura 80 Posición inicial de la pasarela ensamblada

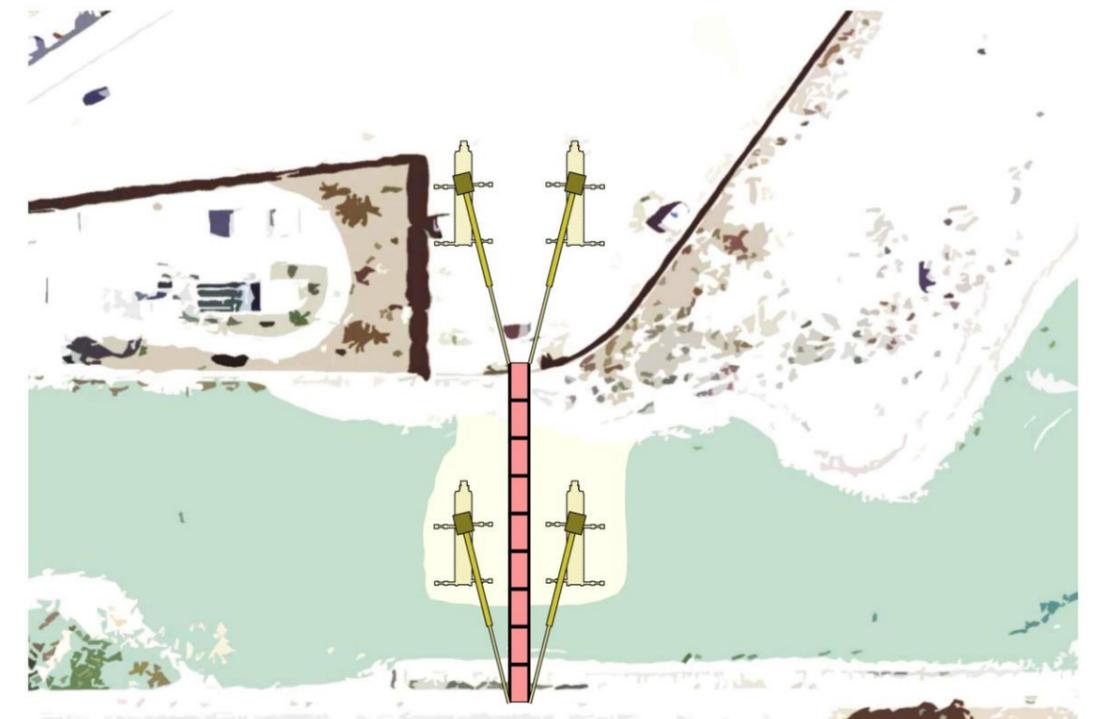


Figura 81 Posición final de la pasarela

7.- VALORACIÓN ECONÓMICA

CAPÍTULO	IMPORTE (€)
CAPÍTULO 1: FABRICACIÓN Y TRANSPORTE	
ELEMENTO ARCO	21960.00
ELEMENTO TABLERO	24120.00
MÓDULO INICIAL	33100.00
ELEMENTO CENTRAL ARCO	820.00
ELEMENTO CENTRAL TABLERO	1380.00
PÉNDOLA	7199.40
LOSA DE PISO	15606.00
SUBTOTAL CAPÍTULO 1	104185.40
CAPÍTULO 2: PROCESO DE MONTAJE Y PUESTA EN OBRA	
DESCARGA Y ACOPIO DE ELEMENTOS	926.24
DISPOSICIÓN DE ELEMENTOS EN POSICIÓN DEFINITIVA	2235.49
TESADO PARCIAL DE VIGAS LONGITUDINALES	96.49
DESCIMBRADO DEL ARCO	24.67
TESADO COMPLETO DEL ARCO	96.49
TESADO DE UNIÓN SUPERIOR ENTRE PÉNDOLAS Y ARCO	356.15
HORMIGONADO DE UNIÓN INFERIOR ENTRE PÉNDOLAS Y VIGAS	2415.15
TESADO COMPLETO DE VIGAS LONGITUDINALES	96.49
INSTALACIÓN DE LOSAS DE PISO	208.4
COLOCACIÓN DE LA PASARELA EN SU POSICIÓN DEFINITIVA	50612.86
SUBTOTAL CAPÍTULO 2	57068.43
TOTAL PEM SUPERESTRUCTURA	161253.83
COSTES IMPREVISTOS	16125.38
GESTIÓN DE RESIDUOS	4031.35
SEGURIDAD Y SALUD	4031.35
CIMENTACIONES	40000.00
PROYECTO Y ASISTENCIA TÉCNICA	30000.00
TOTAL PEM PROYECTO	255441.90

El presupuesto de ejecución material de las actuaciones propuestas asciende a DOSCIENTOS CINCUENTA Y CINCO MIL CUATROCIENTOS CUARENTA Y UN EUROS con NOVENTA CÉNTIMOS (255.441,90 €).

El plazo previsto para la ejecución de las actuaciones propuestas, considerando jornadas laborales de 8 horas y un incremento temporal del 15% debido a imprevistos es de CATORCE DÍAS (14 d).

8.- FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Durante la realización de este trabajo han surgido ciertas dudas en la forma de abordar determinados problemas que no aparecen resueltas por el estado científico actual, distinguiendo entre dudas relativas al material y dudas relativas a la pasarela proyectada.

En relación con el material, en primer lugar surgen dudas relativas a la influencia real de la microfisuración en la durabilidad del UHPFRC. De los distintos ensayos de caracterización del material realizados con probetas de distintas geometrías, teniendo en cuenta que la deformación media es el cociente entre la abertura de fisura y la separación entre las mismas, puede deducirse que la deformación media para la tensión máxima de tracción en el hormigón es del 2,5 ‰. Si se tiene en cuenta, además, que la deformación de plastificación de las armaduras es cercana a ese valor, se puede garantizar que el elemento no fisura antes de la plastificación de las armaduras, lo que acerca el ELS al ELU. Puesto que se trata de un valor experimental medio, es una práctica habitual limitar la máxima deformación de tracción del hormigón en servicio al 1,5 ‰, asumiendo un valor de abertura de fisura prácticamente despreciable. Sin embargo, pese a que generalmente se asume que la influencia de dicha fisuración es mínima de cara a la durabilidad de los elementos, actualmente aún no se ha cuantificado la influencia real, por ejemplo, en la velocidad de avance del frente de carbonatación. Por otro lado, también deberían llevarse a cabo ensayos para estudiar el nivel de fisuración en un tirante de UHPFRC que permitiesen elevar el nivel de deformación permitido en servicio, pudiendo admitir niveles mayores. De igual modo, también existe un campo de estudio relativo a las distancias de anclaje y transferencia del pretensado realmente requeridas por el material. Como se recoge en el Anejo IV: "Diseño estructural", si bien aplicando estrictamente la normativa actual la longitud de anclaje es igual 6ϕ , internamente se asume una distancia igual a 10ϕ sin que ningún ensayo concreto lo respalde.

Por lo que respecta a la pasarela objeto de este proyecto, deberán llevarse a cabo ensayos tanto numéricos como experimentales que evalúen el comportamiento local de la zona de anclaje del pretensado así como de las uniones de las péndolas, tanto con el arco como con la viga longitudinal. En el caso de la unión péndola-arco, deberá estudiarse la influencia del pretensado triaxial en el codo del elemento arco, si bien los niveles de tensión esperados están muy lejos de agotar al material. Por otro lado, si bien la unión entre la péndola y el arco se encuentra pretensada, deberá estudiarse la influencia que tiene la discontinuidad entre elementos en la durabilidad de la armadura pasante. Por último, en el caso de la unión péndola-viga longitudinal deberá estudiarse la influencia de utilizar UHPFRC como material de relleno frente a morteros convencionales sin retracción, pues el hecho de no requerir la fabricación de UHPFRC en obra puede suponer un importante ahorro de costes.

9.- DOCUMENTOS QUE INTEGRAN EL ESTUDIO

DOCUMENTO N°1: MEMORIA Y ANEJOS

- MEMORIA
- ANEJO I. ESTADO DEL ARTE
- ANEJO II. ESTUDIO DE SOLUCIONES
- ANEJO III. HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL
- ANEJO IV. DISEÑO ESTRUCTURAL
- ANEJO V. PROCESO CONSTRUCTIVO
- ANEJO VI. VALORACIÓN ECONÓMICA

DOCUMENTO N°2: PLANOS

- PLANO N°1: SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO
- PLANO N°2: DEFINICIÓN GENERAL
- PLANO N°3: SUPERESTRUCTURA
- PLANO N°4: SECCIONES TRANSVERSALES
- PLANO N°5: DEFINICIÓN DEL PRETENSADO
- PLANO N°6: PÉNDOLAS
- PLANO N°7: MÓDULOS INICIALES
- PLANO N°8: ELEMENTOS TABLERO
- PLANO N°9: ELEMENTOS ARCO
- PLANO N°10: ELEMENTOS CENTRALES
- PLANO N°11: DETALLES
- PLANO N°12: PROCESO CONSTRUCTIVO
- PLANO N°13: INFOGRAFÍA

10.- AUTORÍA DE LOS DOCUMENTOS

DOCUMENTO N°1: MEMORIA Y ANEJOS

- MEMORIA
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel
 - Tarín Benedito, Pablo
- ANEJO I. ESTADO DEL ARTE
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel
 - Tarín Benedito, Pablo
- ANEJO II. ESTUDIO DE SOLUCIONES
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel
 - Tarín Benedito, Pablo
- ANEJO III. HERRAMIENTA DE CÁLCULO SECCIONAL
 - Tarín Benedito, Pablo
- ANEJO IV. DISEÑO ESTRUCTURAL
 - Tarín Benedito, Pablo
- ANEJO V. PROCESO CONSTRUCTIVO
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel
- ANEJO VI. VALORACIÓN ECONÓMICA
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel

DOCUMENTO N°2: PLANOS

- PLANO N°1: SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Coautor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Autor)
- PLANO N°2: DEFINICIÓN GENERAL
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Coautor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Autor)
- PLANO N°3: SUPERESTRUCTURA
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Coautor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Autor)
- PLANO N°4: SECCIONES TRANSVERSALES
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Coautor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Autor)
- PLANO N°5: DEFINICIÓN DEL PRETENSADO
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Coautor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Autor)
- PLANO N°6: PÉNDOLAS
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Coautor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Autor)
- PLANO N°7: MÓDULOS INICIALES
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Autor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Coautor)
- PLANO N°8: ELEMENTOS TABLERO
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Autor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Coautor)
- PLANO N°9: ELEMENTOS ARCO
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Autor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Coautor)
- PLANO N°10: ELEMENTOS CENTRALES
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Autor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Coautor)
- PLANO N°11: DETALLES
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Coautor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Autor)
- PLANO N°12: PROCESO CONSTRUCTIVO
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Autor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Coautor)
- PLANO N°13: INFOGRAFÍA
 - Sánchez-Solís Rabadán, Manuel (Autor)
 - Tarín Benedito, Pablo (Coautor)

11.- REFERENCIAS

AENOR (2013). *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. UNE-EN 1992-1-1. Madrid: AENOR.

FEHLING, E., BUNGE, K., SCHMIDT, M. (2009). "Gärtnerplatz - Bridge over River Fulda in Kassel- Multispan Hybrid UHPC - Steel Bridge" en *Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development* (2009. Marsella). París: AFGC.

FHWA (2013). *Design Guides for Precast UHPC Waffle Deck Panel System, including Connections*. FHWA-HIF-13-032. Washington: FHWA.

GRAYBEAL, B. (2009). "UHPC in the U.S. Highway Infrastructure" en *Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development* (2009. Marsella). París: AFGC.

JORQUERA, J.J., ROMO, J. (2005). *Puente arco sobre la Rambla del Cañuelo en Roquetas de Mar*. Madrid: FECHOR

JORQUERA, J.J., GARCÍA, J., ROMO, J. (2005). *Puente arco sobre el río Dambovita (Bucarest)*. Madrid: FECHOR

LÓPEZ MARTÍNEZ, J.A. (2012). *Adaptación del Modelo de Comportamiento del Ultra High Performance Concrete (UHPC) para el Estudio de la Respuesta Estructural y Análisis Numérico de una Celosía*. Tesis de Máster. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia

MILLANES, F., MATUTE, L., K., NEBRED, J. (2008). "Pasarelas bowstring del Anillo Verde Ciclista de Madrid" en *IV Congreso de ACHE* (2008. Valencia). Madrid: ACHE.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2010). *Instrucción de hormigón estructural*. EHE-08. Madrid: Ministerio de Fomento.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2012). *Instrucción de acero estructural*. EAE-11. Madrid: Ministerio de Fomento.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2012). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. IAP-11. Madrid: Ministerio de Fomento.

ORTEGA, M. et al. (2010). "Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo network: Puentes Arco de Deba y Palma del Río" en *Hormigón y Acero*, vol. 61, nº257, p. 7-38.

REICHEL, M. et al. (2009). "Road Bridge WILD - UHPFRC for a segmental arch structure" en *Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development* (2009. Marsella). París: AFGC.

REICHEL, M., SPAROWITZ, L., FREYTAG, B. (2011). "Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen. Teil 1 – Entwurf und Bemessung" en *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 106, p. 760-769.

REICHEL, M., SPAROWITZ, L., FREYTAG, B. (2011). "Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen. Teil 2 – Bauausführung, begleitende Forschung und Qualitätssicherung" en *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 106, p. 827-835.

RESEARCH & DEVELOPMENT CONCRETES (RDC)

<<http://rdconcretes.com/proyecto-de-pasarela-de-hmar-sobre-la-v-21>> [Consulta: 12 de Mayo de 2016]

SERNA, P. et al. (2015). "Pasarela de hormigón de muy alto rendimiento sobre el Barranco de las Ovejas (Alicante)" en *Hormigón y Acero*, vol. 66, nº275, p. 23-42.

TANAKA, Y. et al. (2009). "Innovation and application of UFC bridges in Japan" en *Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development* (2009. Marsella). París: AFGC.

TARÍN, P., COLL, H. (2015). *Desarrollo de paneles tipo Waffle de UHPC para su aplicación en pasos superiores de carretera*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.

TUE, N.V. (2013). *Modular constructions made of UFPC*. Graz: Graz University of Technology.

MINISTERIO DE FOMENTO. (2012). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. IAP-11. Madrid: Ministerio de Fomento.

ORTEGA, M. et al. (2010). "Proyecto y ejecución de dos arcos mixtos con elementos tubulares y sistema de péndolas tipo network: Puentes Arco de Deba y Palma del Río" en *Hormigón y Acero*, vol. 61, nº257, p. 7-38.

SETRA/AFGC. (2006). *Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. París: SETRA.

SETRA/AFGC (2013). *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete. Recommendations*. París: SETRA.

En Valencia, Junio de 2016

Los autores del Proyecto:

Fdo. Manuel Sánchez-Solís Rabadán

Fdo. Pablo Tarín Benedito