

Aspectos constructivos del Puente Crown Princess Mary sobre el Fiordo de Roskilde en Dinamarca.

Aspectos constructivos del Puente Crown Princess Mary sobre el Fiordo de Roskilde, integrado en la autovía de 8,2 km, entre las localidades de Marbaekvej y Torslev Hage.

Almudena Guedán Pecker^{*, a}, Pilar Blanco Bailo^b

^a Ingeniera Civil; Ingeniera T. Obras Públicas; Gerente Técnico en Unidad Especializada de Puentes y Carreteras.

^b Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Dirección Técnica en Unidad Especializada de Puentes y Carreteras.

RESUMEN

El puente de 1,35 km construido por voladizos sucesivos sobre el Fiordo de Roskilde, ha sido realizado por el Consorcio RBAI (Acciona, Besix y Rizzani de Eccher) como parte del proyecto de diseño y construcción realizado para Danish Road Directorate.

Estructura singular donde destaca la ejecución de las cimentaciones, con equipos marítimos para el tramo “off-shore” y mediante penínsulas temporales a orillas del Fiordo. Se incluyen otros aspectos técnicos.

Destacar las singularidades del proceso de pre-fabricación de las dovelas pos-tesadas mediante el sistema “short-line” junto con detalles de la instalación de las mismas mediante el uso de viga de lanzamiento.

ABSTRACT

The 1,35 km bridge built with balance cantilever method over Roskilde Fjord, has been executed by RBAI JV (Acciona, Besix and Rizanni de Eccher) as a part of the design and built project developed by the Danish Road Directorate

It is a singular structure highlighted by his foundation, executed with floating works for the “off-shore” piles and by embankments for the “on-shore” piles. It is included other relevant technical aspects matters.

It is relevant to highlight some singulattities of the construction process like the precast segments fabrication with the “short-line” technique and segments erection on site with launching gantry system.

PALABRAS CLAVE: voladizos sucesivos, cimentación “off-shore” “on-shore”, dovelas prefabricadas.

KEYWORDS: balanced cantilever, “off-shore” and “on-shore” piles, precast segments.

1. Introducción

El puente de 1,35 km construido por “voladizos sucesivos” sobre el Fiordo de Roskilde, inaugurado el 28 de septiembre de 2019, queda incluido en el contrato de diseño y construcción TURNKEY CONTRACT de 8,2 km de autovía de calzada doble al noroeste de Copenhague (Dinamarca), con objeto de aliviar el tráfico

existente sobre el puente basculante Kronprins Frederik. Dicho puente conecta las localidades de Skivbbyevej (oeste) y Frederikssund (este).

El proyecto de diseño y construcción fue adjudicado por Danish Road Directorate a las empresas Acciona, Besix y Rizzani de Eccher.

El plazo previsto dentro del contrato para la ejecución de las obras fue de 37 meses, inaugurando la obra –presidida por la princesa heredera de Dinamarca- 3 meses antes.



Este puente, - con 15 vanos de 83 metros y 2 vanos en extremos de 57,35 metros-, ha sido construido mediante la técnica de voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, instalados mediante viga de lanzamiento.

Cuenta con un gálibo máximo central de 22,2 m más 16 pilas y 2 estribos, de las cuales 3 cuentan con cimentación directa y las 13 restantes con cimentaciones profundas, a base de encepados sustentados por 4 pilotes cada uno de hasta 50 m de longitud.

Para la construcción se han utilizado un total de 492 elementos prefabricados mediante el sistema de segmentos conjugados con un peso de alrededor de 100 toneladas cada una, prefabricadas en Polonia por Mostostal (subsidiaria de Acciona) y transportado por mar hasta Dinamarca.

La geometría en planta del puente es curvo de radio constante, con arco circular de radio 4.510 m. En longitudinal, el puente desarrolla una pendiente constante y ascendente del 3,8% (lado oeste) hasta llegar a la pila P.9, para descender con una pendiente constante del 1,8% (lado este).

El tablero fue dimensionado con 19,7 m de anchura, con un canto de dovela variable entre 3,5 y 4,0 m en arranque de pila (fig.2).



2. Diseño formal

El desarrollo del diseño del puente quedó subdividido en diferentes niveles de desarrollo y a su vez por paquetes técnicos de forma que se consiguiera un control sobre la evolución del mismo, función del programa de obra.

2.1 Elección de la solución

Debido a la mínima afección medio-ambiental exigida por el Cliente en el cruce del Fiordo, en fase de oferta se optó por una solución técnica con vanos de importante luz (83 m máximo) limitando así, la ejecución de pilas dentro del cauce a 15 apoyos.

Se propuso la ejecución del tablero desde tierra mediante voladizos sucesivos con empleo de lanzador alimentado por detrás del mismo, evitando al máximo el contacto con las aguas del Fiordo.

2.2 Gestión del diseño.

El procedimiento seguido por las empresas participantes en la consecución y optimización del diseño de detalle se llevó a cabo dividiendo el alcance del proyecto de detalle, con una duración de 6 meses, según grandes disciplinas técnicas como: geotecnia, estructura principal y medios auxiliares. En este proyecto, participaron Sweco (consultor danés), SHP (consultor checo) y Deal (consultor italiano).

Por contrato, el diseño del puente debía ser validado y certificado por un consultor externo

que en este caso fue CFCSL. Por parte del Cliente, Arup supervisó el desarrollo del diseño junto con el acompañamiento técnico.

2.3 Requisitos vida útil.

La vida útil del puente (tabla.1-fig.3) junto con sus principales elementos fue la siguiente:

Tabla 1. Requisitos Vida útil

Elemento	Condición	Años
Estructural	No reemplazable	120
Rodadura	Reemplazable	15
Impermeab.	Reemplazable	40-25
Juntas dilatación	Excepto “steel”	30
Apoyos y cables	Reemplazable	50



Figura 3. Vida útil.

3. Aspectos constructivos.

Para cumplir con los requisitos medio-ambientales del área del Fiordo protegida dentro de “Natura 2000” y una vez seleccionada la tipología del puente, se prestó especial atención a la ejecución de la cimentación, siendo necesario alcanzar los niveles de roca caliza sana mediante pilotes junto con encepados de elevada complejidad constructiva al quedar sumergidos hasta 5,0 m de profundidad bajo el cauce.

3.1 Geología y geotecnia

Las condiciones del terreno consistían en depósitos muy blandos de origen orgánico bajo el fondo marino variable hasta un espesor de 9

m. En profundidad, se detectaron depósitos glaciares constituidos por un nivel de arenas densas incluyendo núcleos de arcilla rígidas y en ocasiones bolos intercalados de gran dureza. A partir de ahí, subyace la piedra caliza cuyo techo se detectó variable entre las cotas -14 (orilla) y -40 m DVR90 (en medio del cauce) (fig.4).

En base a esta litología, la cimentación superficial del puente quedó apoyada sobre niveles de arena densa y/o arcilla “clay till” mientras que las pilas centrales fueron cimentadas por pilotes empotrados en la roca caliza, con empotramientos variables de 8,0 m (pila P.4) y 13,0 m (pila P.6).

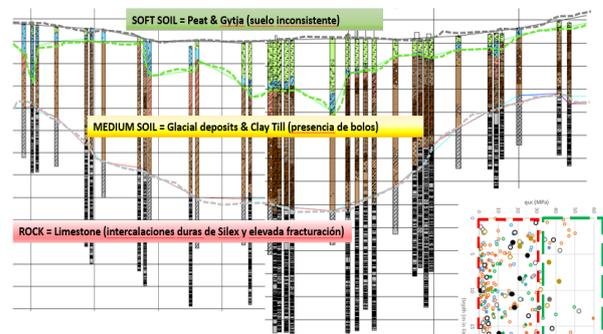


Figura 4. Perfil geotécnico.

Como base se contó con la información previa del Cliente junto a la campaña geotécnica realizada con motivo del proyecto constructivo, realizada durante 4 meses. 35 sondeos fueron ejecutados desde tierra y 32 sondeos, con profundidad máxima hasta 60 m, desde pontona en turnos de 24 horas/día (tabla.2).

Tabla 2. Campaña geotécnica complementaria

Elemento	Cantidad
Sondeos (mín.D 65 mm)	65 ud / 1.497 ml
E. Vane (suelo cohesivo)	Reemplazable
E. CPTs (en suelo)	382 ud
E. Lugeon	5 ud
Duración Campaña	4 meses

3.2 Cimentaciones “on-shore”

La construcción del puente se realizó en dirección este-oeste por facilidades de acceso al mismo ya que en el área residencial de Torslev Hage (zona oeste) debía permanecer libre de ruidos en determinadas épocas del año.

La cimentación ejecutada por medios terrestres fue la siguiente:

Tabla 3. Cimentación on-shore

Elemento	Condición	Long.
2 estribos	Superficial	----
P. 2- 16 -17	Superficial	----
Pilas 3 a 7	4 Pilotes D= 1.5 m	28.5 a 43.5 m
Pilas 14 a 15	4 Pilotes D= 1.5 m	32.1 a 27.5 m

Atendiendo a las cotas de cimentación propuestas para cada uno de los encepados y la escasa profundidad del cauce próximo a las orillas del Fiordo –comprobado por un estudio de batimetría previo- se optó por ejecutar unas penínsulas avanzando el relleno desde ambas orillas con la protección temporal de tablestacas hincadas por vibración mediante una excavadora Liebherr 946 apoyada sobre tabloncillos de madera en zonas próximas a la orilla, hasta alcanzar rechazo. Para ejecutar las zonas más profundas y en recintos de 25 m se empleó una grúa Liebherr LR1160 con vibrador incorporado (fig.5).



Figura 5. Península temporal.

El material de relleno estaba compuesto por árido granular (tamaño 0-16 mm) con un nivel superior de material más grueso (grava 0-32

mm), por encima del nivel de agua que garantizaba la estabilidad de la maquinaria.

La construcción de algún encepado on-shore - por cota de excavación- requirió un recinto adicional con tablestacas más profundas de forma que se pudiese trabajar en seco.

Los pilotes on-shore fueron perforados al abrigo de una entubación recuperable, hincada por vibro-rotación y colocada por tramos de hasta 5 m de longitud hincando el primer tramo de 2-3 m de camisa sin previa excavación para garantizar la verticalidad del pilote.

Para evitar el riesgo de sifonamiento, fue necesario mantener una columna interior de agua 2 m por encima de nivel freático. En el momento que la entubación recuperable alcanzaba el techo de la roca caliza, se debía penetrar 1 m para, a continuación, perforar el “socket” del pilote mediante auger/bucket con un diámetro menor de 1,35 m.

Una vez alcanzada la cota de máxima excavación, fue establecido un procedimiento de “control de sedimentos” en punta del pilote que establecía la validez del mismo considerando una tolerancia de sedimentos máxima de 7 +/- 3 cm.

Después de colocar la jaula de armadura, se llevó a cabo el hormigonado por tubo tremie de 30 cm de diámetro, permaneciendo siempre embebido 2,0 m en la masa de hormigón fresco. A medida que el hormigón iba siendo vertido, se procedía a la retirada por tramos de la entubación temporal (fig.6). Finalmente, y una vez descabezados los pilotes, se efectuó la construcción de los encepados acorde con diseño.



Figura 6. Ejecución pilote on-shore.

Especial mención merece el estudio que hubo que realizar sobre la fórmula del hormigón empleada en pilotes de gran diámetro que por su trabajabilidad y en función de las condiciones de contorno, se convirtió en un hormigón de “especiales” características.

En este proyecto las especificaciones indicaban el uso de un hormigón C35/45 con un “slump” de 230 mm.

Una vez realizados los ensayos sínicos correspondientes, se detectó un fallo por integridad con alteración de las velocidades de onda, mostrando posible junta fría y/o estrangulamiento de la sección (fig.7).

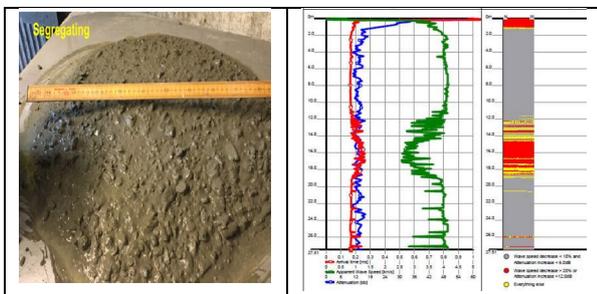


Figura 7. Fallos en la integridad del pilote.

La nueva fórmula del hormigón empleada en los siguientes pilotes, fue ajustada asimilando su comportamiento al de un hormigón SCC según:

- Graduación más continua del árido, corrigiendo el % de árido grueso respecto del contenido de arena.
- Reducir exceso de árido grueso (4 – 16 mm).
- Trabajabilidad del hormigón vertido por tremie modificada según “slump de

250+/-10 mm” y “slump flow de 510 +/-50 mm”.

- Ajuste en dosificación de cenizas volantes, porque en periodos fríos del Fiordo y combinado con un cemento sulfo-resistente sufría retraso en adquirir la resistencia inicial.

Cumpliendo con los requisitos del Cliente, se requirió perforar la punta de algún pilote con el fin de comprobar el contacto base pilote – roca. Teniendo en cuenta la heterogeneidad de la caliza y para garantizar el apoyo por punta, fueron inyectadas las bases de los pilotes aprovechando 3 de los tubos sónicos, a través de los cuales se aplicó una lechada compuesta por agua, cemento y plastificante tipo “intarplast”. Dicha inyección fue controlada mediante unidad computerizada, controlando volumen & presión aplicada, sin superar en ningún caso un caudal máximo de 15 l/min.

3.3 Cimentaciones “off-shore”

La cimentación de las pilas 8 a 13 se realizó con medios marinos en el Fiordo manteniendo bien delimitado y controlado el canal de navegación existente con barco de seguridad (fig.8).

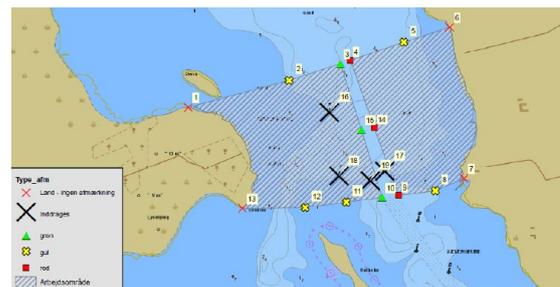


Figura 8. Límite del canal de navegación.

3.3.1. Ejecución de pilotes

Los pilotes de gran diámetro se perforaron con empleo de camisa perdida hincada por vibración hasta alcanzar el techo de la roca caliza. Las principales características fueron:

Tabla 4. Cimentación off-shore

Elemento	Condición	Long.
Pilas 8 - 13	4 Pilotes D= 2.0 m	43.9 – 45.2 m
Pilas 9 – 10	4 Pilotes D= 2.0 m	50.6 – 50.9 m
Pilas 11 - 12	4 Pilotes D= 2.0 m	52.4 – 54.7 m

Teniendo en cuenta las restrictivas tolerancias de replanteo y verticalidad máxima del 1% en estos pilotes, se decidió fabricar una plantilla flotante de referencia de 79 Ton, formada por 2 vigas metálicas y transportada por barcaza que se fijaba mediante anclajes. La colocación exacta de la plantilla mediante 3 receptores GNSS que trabajaban en tiempo real y de forma simultánea, duraba un día (fig.9).



Figura 9. Plantilla de replanteo. Pilotes.

La transición suelo-roca poco definida en algún punto, obligó a considerar como medida auxiliar el empleo de polímeros en un ratio de 3 kg/m³ en caso que la camisa no “cerrase” a tope contra la roca caliza para evitar un posible colapso.

Con la dificultad de suministro de material y accesorios en cauce, las camisas del pilote fueron suministradas en tramos de 12 m. Los 2 primeros tramos de camisa se soldaban en orilla y los restantes se soldaban in-situ.

Para evitar la contaminación del Fiordo, el detritus excavado se depositaba en un barco/ container especial con capacidad de 450 m³ (fig.10).



Figura 10. Perforación de pilotes off-shore.

3.3.2. Prueba de carga. Célula Oesterberg

Con el objetivo de validar y optimizar tanto la metodología constructiva como la relación entre la capacidad real & teórica del pilote, se llevaron a cabo dos pruebas de carga con resultados satisfactorios, con 5 células Oesterberg (D= 330 mm) colocadas por pilote de sacrificio, en una geología representativa.

A partir del resultado obtenido en los ensayos, se obtuvo el “*model factor*” de aplicación para corregir/ajustar la capacidad de carga previamente definida y la “*spatial variability*” que de acuerdo con el Eurocódigo 7 nos ayuda a reducir la magnitud de los coeficientes de minoración aplicados para la carga admisible. Este ensayo permite aplicar cargas elevadas sin necesidad de montar estructuras de reacción además de permitir la diferenciación clara entre resistencia de fuste y punta, acorde a la forma de trabajo de la célula (fig.11).

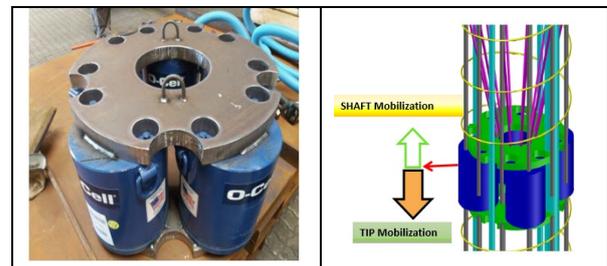


Figura 11. Célula Oesterberg.

3.3.3. Fabricación del “cofferdam”

Con el doble objetivo de afectar mínimamente al Fiordo y alcanzar el lecho marino donde estaba previsto construir los encepados, se construyeron estructuras mixtas a modo de

“cofferdam” de forma que la estructura de hormigón prefabricado (106 m²) sirviera como encofrado perdido y los paneles metálicos conectados de 4,6 m de altura como elementos de contención y estanqueidad (fig.12).



Figura 12. Fabricación del “cofferdam”.

Por la dificultad del transporte, se fabricaron 3 unidades simultáneamente desde barcaza balasteando la misma para mantener la horizontalidad de la estructura en el momento de hormigonar sus bases.

La mayor exigencia de este elemento fue compatibilizar la conexión mediante pernos con los paneles metálicos superiores con medidas adicionales en la junta y las mínimas tolerancias geométricas permitidas para la posterior instalación como base de encepado (fig.13).



Figura 13. Fabricación del “cofferdam”.

3.3.4. Instalación del “cofferdam”

Los pasos a seguir para encajar y sujetar dicha estructura a la cimentación ejecutada contaban con el montaje de 2 anillos metálicos como soporte; el primero colocado con grúa previamente al “cofferdam”, el cual debía ser atornillado bajo agua (con equipo de buzos) a la

camisa de cada pilote (fig.14a) y el segundo, útil como protección y conexión secundaria entre camisa y borde del anillo interior al “cofferdam” ya que este debía presentar una holgura que permitiese el ajuste en fase de montaje (fig.14b).

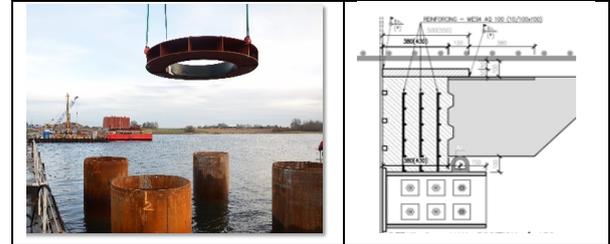


Figura 14a-b. Anillos de conexión.

El montaje final del “cofferdam” sobre las 4 camisas se llevó a cabo empleando un barco de grandes dimensiones (61,0 x 18 m) que contaba con una estructura metálica a modo de mástil/brazo, con capacidad para izar y transportar 160 Ton por pieza. Una vez conectado el “cofferdam” al mismo mediante eslingas, éste comenzaba a elevarse con la ayuda de 2 cables de gran capacidad que en su parte trasera se encontraban conectados a un sistema de gatos hidráulicos de reacción que movilizaban la carga (fig.15).

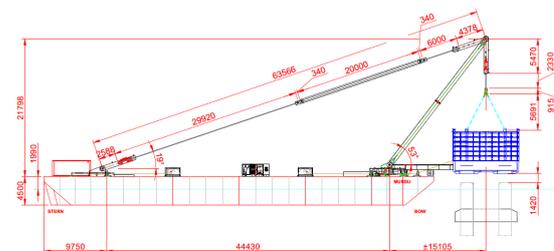


Figura 15. Sistema de izado para grandes cargas.

Después de conseguir el izado al 100% de la pieza mediante intervalos del 25% del peso, compensando también la estabilidad del barco mediante llenado de tanques con agua en el tercio trasero del barco (incremento del tanque del 36% sin, al 91% con carga), se continuó levantando la pieza hasta quedar a una altura mínima de 1,4 m por encima del tope de las camisas y un ángulo de brazo de unos 53°. Una vez posicionado el “cofferdam” se procedió a la

instalación del mismo por control topográfico junto con la ayuda de medios auxiliares (fig.16).

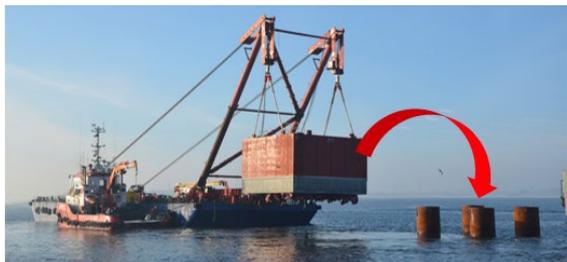


Figura 16. Aproximación del “cofferdam”.

Como paso final, después de instalar todos los elementos auxiliares que iban a permitir la construcción del encepado en seco, fue necesario sellar la holgura existente entre camisa/pilote con un mortero sin retracción, con fck min de 50 MPa y máxima adherencia, para un espesor variable entre 8 y 43 cm incluyendo en dicho espacio armadura pasiva y barras soldadas a la camisa, según caso (fig.17).

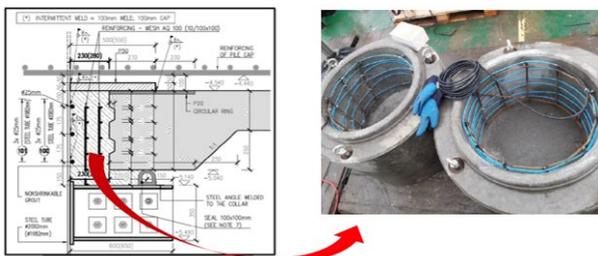


Figura 17. Grout de sellado.

Previamente a su colocación, se efectuó una demo sumergida (a profundidad real) ensayando 2 marcas comerciales para decidir el mejor comportamiento del grout durante su calentamiento con termopares compensando así las bajas temperaturas del Fiordo. Después de instalar el “cofferdam” y bombear el agua interior, se pudieron construir los encepados correspondientes en seco.

3.4 Pilares y apoyos

El diseño de las pilas requirió de esfuerzo añadido para conseguir una optimización del elemento. Las dimensiones de las pilas en “V”

variaban en altura, desde las pilas extremas con 4,65 m a la que presentaba más altura en el centro del puente con 21,5 m. La sección de las mismas oscilaba entre los 2 a 3 m de lado (fig.18).



Figura 18. Pilas en “V”.

Cabe reseñar el ensayo a escala 1:1 de un tramo de pila que se realizó en obra –previo a la ejecución de pilas- con objeto de analizar el comportamiento del hormigón frente a tiempo frío. Para el cumplimiento de las especificaciones técnicas, durante el ensayo debía cumplirse un gradiente máximo de 28° C junto con una temperatura máxima en el núcleo de hormigón de 60° C, con un control riguroso de fisuras.

En lo que apoyos del tablero se refiere, fueron instalados apoyos esféricos en los vanos más extremos del puente mientras que para los vanos centrales (de P.8 a P.11) se dimensionaron 4 apoyos semi-integrales tipo “freyssinet” proporcionando una longitud de 249 m sin instalación de apoyos esféricos.

Para los apoyos esféricos, especial atención se prestó al relleno con “grout” de los mismos, en ambas caras, el cual se debía realizar una vez dispuestas las 4 primeras parejas de dovelas en su posición definitiva (fig.19).

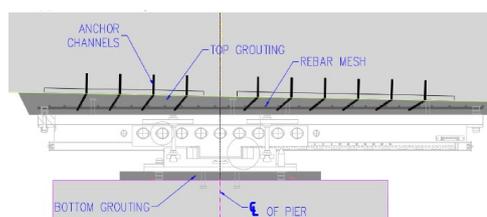


Figura 19. “Grout”, en ambas caras del apoyo.

3.5 Tablero por voladizos sucesivos

A continuación, se definen los puntos más singulares del proceso constructivo que supuso la construcción del tablero de 19,7 m de ancho, con su dificultad geométrica añadida, mediante voladizos sucesivos. Cada tramo tipo de tablero fué discretizado en 30 dovelas prefabricadas, diferenciando entre las dovelas típicas de vano, las que contenían los desviadores y las dovelas de apoyo en pilar.

3.5.1. Principales características.

El tablero del puente quedó constituido por 492 dovelas prefabricadas de 100 a 105 Ton de peso cada una, las cuales contaban con diferentes tipos de anclajes pos-tesados según su uso:

- Anclajes de voladizo, situados en cara superior de dovela, uniendo pares de dovelas.
- Anclajes de vano, situados en ambas caras, cosiendo tramos centrales de vano.
- Anclajes continuidad, aplicando carga puntual sobre los desviadores (fig.20).



Figura 20. "Grout", en ambas caras del apoyo.

3.5.2. Instalación de dovelas

El montaje del tablero por voladizos sucesivos se llevó a cabo mediante empleo de lanzador compuesto principalmente por 2 celosías metálicas paralelas de 142,5 m cada una, que iban siendo movilizadas en dirección oeste – este.

Las dovelas fueron suministradas desde el área de almacenamiento cercana al estribo por el que se inició la colocación del tablero (fig.21).



Figura 21. Inicio del montaje "voladizos sucesivos".

La operación del lanzador se iniciaba una vez comprobada la previsión del tiempo ya que su estabilidad estaba garantizada hasta una velocidad de viento máxima de 40 km/h.

Es interesante detenerse en el montaje de un vano tipo donde, como primer paso, la viga de lanzamiento se trasladaba hasta permanecer anclada sobre las pilas del vano a montar. De inmediato, se colocaba la primera pareja de dovelas (D0) "pilar" sobre gatos, las cuales se arriostaban entre sí con "PT.bars". Tras una redistribución de los elementos auxiliares de sujeción y contrapeso del lanzador, éste avanzaba unos 41 m para continuar con la instalación por parejas de dovelas. En este punto y hasta la cuarta pareja de dovelas (D3+U3), estas se iban posicionando y tesando mediante "PT.bars" auxiliares. Una vez alcanzado este punto, fue necesario realizar un exhaustivo control geométrico para analizar la proyección en ambos extremos de la "T". Si la medición presentaba variación respecto del trazado teórico, el monolito formado por las 8 piezas conectadas basculaba entorno a la pila hasta mantener el mínimo desvío geométrico (fig.22).



Figura 22. Colocación del lanzador.

Una vez garantizada la alineación del arranque de voladizo, se conectaba definitivamente el mismo al apoyo aplicando el “grout” de contacto.

Los pasos en la erección y montaje de dovelas por parejas, seguiría una sistemática similar hasta la unidad 14 (13D+13U) donde se alcanzaba – salvo centímetros- el centro del vano por ambos lados.

Para colocar la dovela “14U” era necesario disponer de una dovela contrapeso en el otro extremo del lanzador para compensar el efecto. A partir de este momento y una vez tesada dicha dovela a la anterior, se llevaba a cabo la conexión de la dovela “14D” perteneciente al voladizo anteriormente instalado quedando únicamente unos “cm” de ajuste final para el cierre del vano. Este cierre se llevaba a cabo in situ, alineando nuevamente al máximo posible las puntas de los 2 voladizos (fig.23).

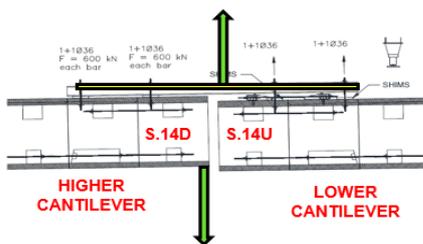


Figura 23. Cierre de vano, hormigonado in situ.

3.5.3. Fabricación de dovelas

Las dovelas fueron fabricadas mediante sistema “short line” por el método de la dovela conjugada de forma que la dovela previamente hormigonada se emplea como encofrado de la cara de contacto con la siguiente dovela, dando como resultado un encaje geométrico perfecto entre ellas. De este modo, se fabrica todo el vano para garantizar la continuidad geométrica del mismo.

Después de fabricar la primera dovela, ésta podía presentar errores geométricos, los cuales debían ser comprobados en cada etapa para corregir el siguiente posicionamiento y recalcular las nuevas pendientes de la nueva pieza a fabricar. Es

importante recordar que este tipo de puentes garantizan una rapidez de montaje pero reducido juego geométrico en la colocación in situ de piezas por lo que debe extremarse el control durante el proceso de fabricación.

La fabricación de dovelas se llevó a cabo en el puerto de Szczecin (Polonia) ocupando una extensión en montaje de unos 6.000 m² donde fueron instaladas 4 líneas de producción, 3 líneas para fabricar las 458 unidades de dovela tipo y 1 línea adicional para fabricar las 38 dovelas especiales correspondientes al pilar y junta de dilatación.

El sistema de encofrados (fig.24) con que contaba una línea de producción fue:

- Dodela conjugada, en la cara de contacto con la misma.
- Encofrado fijo o “máscara” para la cara opuesta.
- Mesa regulable para la cara inferior.
- Encofrados laterales abatibles (para alas).
- Un encofrado interior retráctil que se introduce a través de la máscara.



Figura 24. Encofrado interior retráctil.

Uno de los puntos importantes de la fabricación de dovelas es el correcto dimensionamiento de todos los moldes metálicos que deben estar preparados para soportar movimientos o empujes ascendentes que produce el hormigón fresco vertido a la velocidad que determine el sistema empleado: encofrado abierto o cerrado.

En concreto, la máscara debía estar totalmente inmóvil, referenciada, fabricada con chapa de gran espesor y arriostrada (fig.25).



Figura 25. Instalación de máscara.

Para evitar el levantamiento de la dovela conjugada por el efecto de flotación durante la fase de hormigonado de la pieza adyacente, debía calcularse este esfuerzo siendo éstos compensados en todo momento por contrapesos o anclajes.

Una vez hormigonada la dovela y alcanzada la resistencia mínima de 15 MPa, se efectuaba el primer tesado transversal del ala para poder garantizar el desencofrado de la misma con su posterior retirada del punto de fabricación. Colocada la pieza sobre la mesa, la dovela debía adquirir 20 MPa de resistencia para, en ese momento, efectuar la segunda etapa de tesado transversal del ala y proceder a la manipulación de la dovela hasta llevarla al área de stock (fig.26).



Figura 26. Área de almacenamiento y transporte.

De ahí y tras un proceso de revisión de los acabados y con una edad de madurez de 28 días, las dovelas eran transportadas por barco hasta Dinamarca.

5. Mediciones

Las principales mediciones del puente:

MEDICIONES		
4.420,00	m3	Pilotes in situ C35/45
3.421,00	m3	Hormigón en encepados y zapatas C40/50
1.318,70	m3	Hormigón en estribos C40/50
2.621,00	m3	Hormigón en pilas y dintel C40/50
447.860,00	kg	Acero pasivo B.500S en pilotes
762.095,00	kg	Acero pasivo B.500S en encepados y zapatas
137.904,00	kg	Acero pasivo B.500S en estribos
406.793,00	kg	Acero pasivo B.500S en pilas y dintel
13.150,00	kg	Acero inoxidable G-1.4462
19.500,00	m3	Hormigón C50/60 en dovelas prefabricadas
3.093.000,00	kg	Acero pasivo B.500S en dovelas
1.083.617,00	kg	Acero activo en tablero

6. Referencias y agradecimientos

El diseño del puente se ha desarrollado en base a las siguientes especificaciones:

- Bridge-specific Eurocodes (incluidos Anejos Nacionales: DS/EN).
- BS EN 1997-1:2004. Design of structures.
- Design guide for load and calculation Basis for bridges. Vejdirektoratet. 2015.
- Design basis for bridges. Vejdirektoratet. 2013.
- SWS. Special Works Specification. 2016.

Agradecimientos

Especial mención al equipo técnico de Acciona Construcción que han posibilitado el trabajo en equipo, la consecución del proyecto y la transmisión de lecciones aprendidas.

Pablo Fernandez Rodero: Project Manager

Pedro de Dios: Lead Design Engineer

Andrés Hermoso: Civil Engineer

Javier Martín Castro: Technical support. Layout

Natalia Martín: Technical support. Pavement