

Aspectos constructivos de las cimentaciones del puente Atirantado de Cebu-Cordova (Filipinas)

Main Construction challenges for the construction of the foundation of the stay cable bridge Cebu-Cordova (Philippines).

Daniel Muñoz González ^a, Laura Granda San Segundo ^b, José Ignacio Díaz de Argote ^c, Olga Gestoso Blasco ^d, Pedro Martínez Adrados ^e, Jesús Toimil López ^f, Julio Ruiz Cabrero ^g, Florent Mouly ^f, Pilar Blanco Bailo ^h, Javier Muñoz Rojas ⁱ, José Manuel Dominguez Cabello ⁱ, Borja Martín Martínez ^k y Jorge Delgado García Pomareda^l.

^aIngeniero de Caminos , ACCIONA, Engineer Manager Cebu Link. ^bIngeniero de Caminos , ACCIONA, Design Manager Cebu Link. ^cIngeniero de Caminos , ACCIONA, Gerente de Proyectos UNE Carretes y Puentes. ^dIngeniero de Caminos , ACCIONA, Jefe de Oficina Técnica Cebu Link. ^eIngeniero de Caminos , ACCIONA, Project Director Cebu Link. ^fIngeniero de Caminos , ACCIONA, Construction Area Manager Foundation. Cebu Link. ^gIngeniero de Caminos , ACCIONA, Project Director Cebu Link. ^hIngeniero de Caminos , ACCIONA, Directora Técnica UNE Carretes y Puentes. ⁱIngeniero de Caminos , Carlos Fernández Casado, Director de Proyectos. ^jIngeniero de Caminos , Carlos Fernández Casado, Jefe de Proyectos. ^kIngeniero de Caminos , Carlos Fernández Casado, Jefe de Proyectos. ^lIngeniero de Caminos , Carlos Fernández Casado, Ingeniero Senior.

RESUMEN

La autovía que une la isla de Cebu con la isla de Mactan en Cebu (Filipinas) consta de un puente atirantado de 653 m de longitud y 390 m de vano principal. Las cimentaciones de las cuatro pilas y dos pilonos del puente presentan dificultades técnicas y constructivas. En este artículo se explican los principales condicionantes geotécnicos que han tenido influencia en el diseño, los métodos constructivos empleados por ACCIONA y sus socios para la realización de los pilotes y los encepados, así como la estrategia seguida para la realización de las pruebas de los pilotes necesarios según la Normativa vigente del país.

ABSTRACT

Cebu-Cordova Link Expressway (CCLEX) project connects the Cebu Island with Mactan Island, in Cebu (Philippines). A Cable Stayed bridge across the Navigation channel is the key element of the job. Total length of the bridge is 653m, and the main span is 390m. Foundations of the four piers and two towers present major construction and technical challenges. This paper summarizes the geotechnical constraint that has influenced in the design, special construction methods used by ACCIONA and its partners for the construction of the piles and pilecaps, and the pile test load strategy according to the governing standards in the country.

PALABRAS CLAVE: Cebu, Puente Atirantado, Cimentación pilotes 2.5m, Método Constructivo.

KEYWORDS: Cebu, Stay cable, Foundation, 2.5m pile diameter, Construction Method.

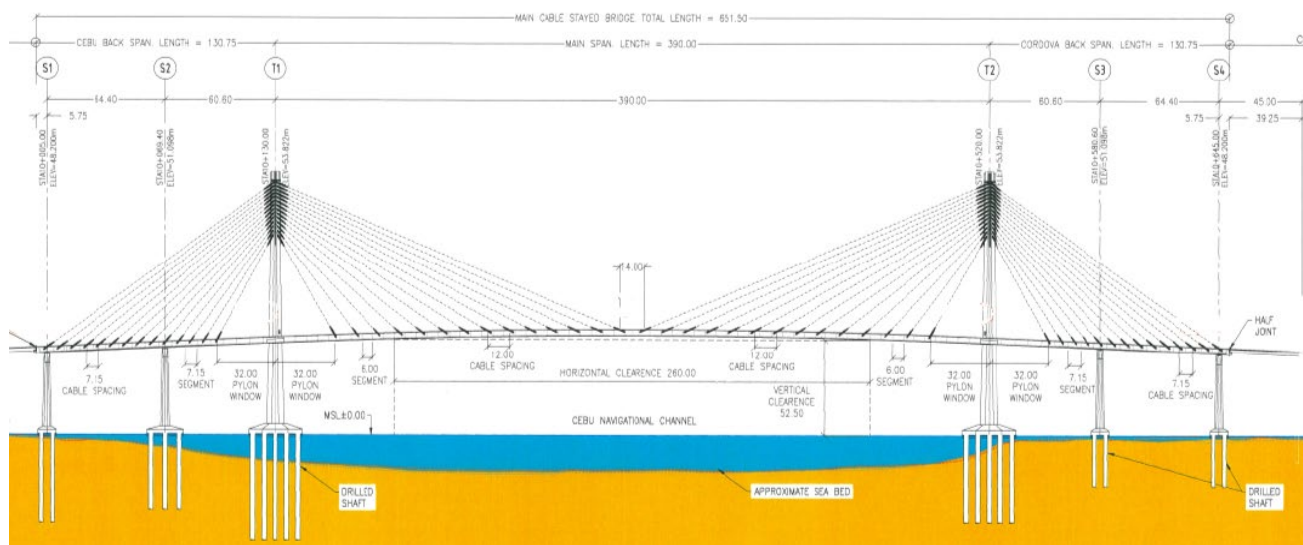
1. Introducción

ACCIONA en UTE está construyendo la autovía que une las islas de Cebu y Mactan conectando con el distrito de Cordova en Filipinas. La estructura más importante es un

viaducto atirantado de 653m de longitud, con una luz principal de 390m. La obra se completa con los viaductos de acceso, diseñados con vigas prefabricadas NU 1350-2000 (en total 414 vigas),

con luces en el rango de los 30-42m y con un vano máximo de 51 m de luz, y un terraplén sobre el lecho marino poco profundo que conecta el final de los viaductos de acceso con el

distrito de Cordova y en el que se construyen otras cuatro estructuras denominadas puentes bajos.



2. Condicionantes geotécnicos.

2.1 Reconocimientos del terreno.

2.1.1. Reconocimiento inicial.

En la fase de oferta el Cliente suministró una campaña geotécnica preliminar con la que se desarrolló la oferta técnica. Esta campaña estaba constituida por seis sondeos, dos de los cuales estaban localizados en el pilono 1 (T1), uno en el pilono dos (T2) y el resto en las proximidades del resto de las cuatro pilas restantes. La escasa profundidad y la baja calidad de los sondeos no hacía posible establecer un modelo adecuado del terreno con precisión, si bien ya se apuntaban condiciones geotécnicas complejas y muy dispares a ambos lados del canal de navegación: suelos cuaternarios blandos sobre suelos residuales y roca muy meteorizada en el lado Cebu, mientras que el lado Cordova había un predominio de calizas coralinas y cristalinas muy oquerosas tapizadas por un nivel somero de suelos cuaternarios.

2.1.2. Reconocimiento adicional.

En la fase de oferta se identifica la necesidad de realizar un reconocimiento geotécnico adicional. Debido al estricto plazo de la obra, la campaña se pre-adjudicó antes de la firma del Contrato, comenzándose los trabajos nada más firmar el mismo.

El reconocimiento adicional consistió en las siguientes prospecciones:

Seis sondeos, uno por pila, de longitudes comprendidas entre los 22 m y los 83 m realizándose toma de muestras alteradas e inalteradas, Vane test y presiómetros.

Una refracción sísmica en toda la zona del puente principal para identificar posibles cavidades y la presencia de la roca.

2.2. Interpretación del modelo geotécnico.

El modelo del terreno se caracteriza por su gran variabilidad.

En la zona de Cebu que comprende las pilas S1-S2 y el pilono T1 el terreno se caracteriza por una

primera capa de arenas con grava hasta la cota de terreno -40, a partir de la cual existe una capa de roca arenisca muy meteorizada de baja resistencia con intercalaciones de terrenos limo arenosos salpicados de gravas y pequeños bolos. En la zona Cordova donde se incluye el pilono T2 y las pilas S3-S4, el terreno presenta una caracterización distinta constituida por una primera capa de arenas y gravas de espesor reducido de 3-5 m, apareciendo a continuación una capa de roca caliza de distintos tipos. En este estrato, se pudo observar la presencia de huecos en la matriz rocosa comprendidos entre 3mm y 20 mm, especialmente en los niveles de naturaleza coralina. Este hecho llevó a despreciar la contribución de la resistencia por punta en este material, por el riesgo de cavidades y la necesidad de limitar deformaciones por el conocido comportamiento frágil de fuste en calizas coralinas.

En el lado de Cebu, la presencia de suelos y la alta meteorización de la roca dio lugar a una recuperación de testigos muy limitada y altamente alterada, lo cual es muy penalizante cuando se diseña con metodología AASHTO tal y como requerían las especificaciones del proyecto. Para estos casos, AASTHO contempla el uso de ensayos in situ que estén sancionados por la experiencia. Por tanto, para la caracterización del suelo y de las rocas muy meteorizadas se utilizaron los presiómetros usando las correlaciones incluidas en el método de Bustamante 2009, especialmente recomendadas para el caso de suelos y materiales clasificados como IGM (intermediate geomaterials).

Con este fundamento, se clasificó el terreno tanto del lado de Cebu como del lado de Cordova como Marl, Limestone, terreno Q4, obteniendo a partir de esta clasificación los parámetros de fuste y punta para el diseño de los pilotes correspondientes a valores característicos de Presión Límite Plm de 4.50 Mpa para el lado Cebu y de 9.5 Mpa para el lado Cordova.

Tabla 1. Parámetros resistentes considerados.

Terrenos	Resistencia Fuste (qs kPa)	Resistencia Punta (qs kPa)
Roca Arenisca	180	6400
Roca Caliza (Lado Cebu)	210	No considerada
Roca Caliza (Lado Cordova)	280	No considerada

3. Descripción de las cimentaciones.

3.1. Condicionantes de diseño.

Los condicionantes que han influido en el cálculo de las cimentaciones de Cebu han sido fundamentalmente las cargas de sismo, el impacto de barco, y en menor medida el viento.

3.1.1. Sismo.

Cebu se encuentra situado en una región de gran actividad sísmica. Con objeto de estimar las cargas de sismo fue necesario la realización de un estudio específico de sismo de la zona. El requerimiento del Contrato obligaba según la normativa AASTHO a considerar el sismo de periodo de 1000 años para el nivel II de servicio y para 100 años de periodo de retorno correspondiente al nivel I.

Una dificultad añadida fue el hecho de que las cimentaciones de las pilas del puente atirantado, estuviesen localizadas en tres tipos de terreno diferentes en lo relativo a la respuesta sísmica de acuerdo a la Clasificación de las AASHTO. Dicha clasificación se puede obtener a partir de las velocidades de propagación de ondas transversales, u ondas “s” en los 30 metros más superficiales del terreno (Vs30) Integrando estas velocidades de onda en los primeros 30 m de terreno, velocidades obtenidas como parte de la campaña geotécnica, se clasificaron los terrenos para las pilas. La pila S1 y S2 se cimentan en un terreno clasificado según la AASHTO de tipo III, los pilonos T1 y T2 están en un terreno tipo II y finalmente las pilas S3 y S4 se cimentan en

un terreno tipo I, siendo el tipo III el más desfavorable.

Fue por lo tanto necesario obtener espectros de respuesta sísmica distintos para cada una de las pilas, para los sismos de nivel I y nivel II y aplicar el concepto de variabilidad sísmica espacial definido en el Eurocódigo [ref 4].

Para abordar estas situaciones donde la excitación sísmica no es uniforme, la normativa AASHTO no es muy precisa y se remite a lo recogido en otras normas como las de Caltrans. Una posible forma de abordarlo es por medio de análisis en el tiempo con acelerogramas u otro registro del input sísmico. Otra vía, tal como se recoge en los Eurocódigos, se basa en el cálculo modal a partir de un espectro de diseño al que se le añade el efecto de la variabilidad espacial como un conjunto de desplazamientos impuestos en cada soporte ([ref 4] Eurocode 8. EN-1998-2 Bridges, Section 3.3 Spatial Variability). Este método simplificado fue el finalmente adoptado. De forma resumida, se basa en obtener dos conjuntos de desplazamientos en cada soporte - evaluados en función del máximo desplazamiento en campo libre del suelo del terreno en el que se encuentra cada soporte-. Estos desplazamientos se imponen posteriormente a la estructura en un cálculo estático y su efecto se suma al del cálculo modal espectral para obtener los esfuerzos de dimensionamiento pésimos.

El resultado práctico en el diseño de las cimentaciones de la variabilidad espacial sísmica se mostró determinante, implicando incrementos medios del orden del 30% en los cortantes y momentos basales –con picos de hasta el 50% en algunos soportes- con respecto a los de un terreno homogéneo. Las implicaciones desde el punto de vista de mediciones también fueron significativas, ya que, en la fase de oferta, este efecto no estaba claramente detectado en la información del cliente.

3.1.2. Impacto de barco

La carga de impacto de barco se determinó mediante un análisis probabilístico siendo 110MN para los pilonos T1 y T2, 70MN para la pila S2 (ubicadas en zonas de gran calado y próximas al canal navegable), 25MN para el pilono S1 y 1.7 MN para los pilonos S3 y S4.

3.1.3. Carga de viento.

La velocidad del viento de diseño debido a la posibilidad de tifón es de 250km/h a 10.00 m de altura.

3.2. Descripción de las cimentaciones.

El encepado de las torres T1 y T2 es octogonal inscrito en un cuadrado de dimensiones 29.50 x 29.50m en planta. El canto es de 5.50 m, y está formado por 21 pilotes de 2.5 m de diámetro. La profundidad de los pilotes es de 59m en el pilono 1 y de 48.5 m en el pilono 2. La cota inferior de los encepados es la -0.50 estando el nivel medio del agua a la +0.00. La media de las máximas carreras de marea es la cota +0.71 y la media de las mínimas es la cota -0.71m. La cota de los encepados fue elevada respecto al diseño de referencia (previo a la licitación), para facilitar la construcción, dejando por tanto fuera del nivel medio de las aguas la cabeza de los pilotes. Para ocultar la visión de estos, se descuelga un faldón hasta la cota -0.71m, aportando así un aspecto monolítico y de mejor calidad visual a las cimentaciones.

Los encepados de las pilas S1-S3 y S4 tienen unas dimensiones de 22 x 10 m y un canto de 3.5 m. Cada encepado está soportado por 6 pilotes de 2.00 m de diámetro, con 49 m de longitud en la S1 y 29 m de longitud en las pilas S3-S4. El encepado de la pila S2, debido al impacto de barco, necesita 12 pilotes de 2.50 m con una longitud de 42m. Las dimensiones del encepado son de 19.50m x 27 m y un canto de 4 m. La cota inferior de estos encepados se dispone a la cota +0.50.

Se puede apreciar en la tabla la alta cuantía de armado de los pilotes, especialmente en las pilas

S2, y en los pilonos T1 y T2. El motivo que llevó a diseñar estos pilotes con una cuantía de armado elevada fue la carga de impacto de barco, junto con una longitud exenta de 15-20m incluyendo la socavación. Para disminuir de una forma significativa el armado de estos pilotes hubiera

sido necesario aumentar el número de pilotes, lo que hubiera provocado un aumento de la masa del encepado considerable, aumentando tanto el coste como el programa de obra.

Tabla 2 Características de los pilotes de las pilas y pilonos e hipótesis que gobiernan el diseño.

PILAS	DIÁMETRO (m).	NÚMERO PILOTES	LONGITUD PILOTES (m)	HIPÓTESIS QUE DIMENSIONA LA LONGITUD	HIPÓTESIS QUE DIMENSIONA EL ARMADO	ARMADO MÁXIMO
S1	2.00	6	49	SISMO	SISMO	48Φ40 + 40Φ40
S2	2.00	12	42	SISMO	IMPACTO DE BARCO	48Φ50 + 48Φ50+
T1	2.50	21	59	SISMO/STRENGHT	IMPACTO DE BARCO	48Φ50 + 48Φ50
T2	2.50	21	48.5	SISMO/STRENGHT	IMPACTO DE BARCO	48Φ50 + 48Φ50
S3	2.00	6	29	SISMO	SISMO	48Φ40 + 40Φ40
S4	2.00	6	29	SISMO	SISMO	24Φ40 + 34Φ32

4. Procedimiento constructivo.

4.1. Pilotes.

4.1.1. Instalación de las camisas y perforación.

Los pilotes se ejecutaron todos con medios marítimos, utilizando barcazas a excepción de los pilotes de S3 Y S4 que se ejecutaron desde tierra. Los pilotes se iban ejecutando en retirada, por filas, de forma que la barcaza se posicionaba una vez para la ejecución de cada fila de pilotes. Debido a la cuantía de armado de los pilotes como de los encepados, fue necesario realizar un estricto control geométrico durante la ejecución de los mismos con objeto de evitar interferencias entre el armado longitudinal que penetra en los encepados y las bielas de tracción de la capa inferior del encepado. Para ello ACCIONA con sus socios estableció un procedimiento que se detalla a continuación. Además, se fijó la tolerancia máxima de posicionamiento en planta en tan solo 50 mm, mucho más estricta que las existentes en las normativas vigentes.

1. Posicionamiento de la barcaza. Para posicionar la barcaza se monitorizaban dos puntos con GPS. La posición final de la barcaza debía de realizarse con una precisión

de 0.50m en relación a la posición final de los pilotes. Para ello se disponía de una plantilla fija rígidamente unida a la barcaza.

- Esta plantilla permitía ajustar una segunda plantilla que se apoyaba sobre la estructura rígida unida a la barcaza, de forma que los pilotes se pudieran ejecutar en su posición teórica.
- Una vez colocada la segunda plantilla en posición se procedía a hincar las camisas perdidas de longitudes variables dependiendo de la posición del lecho marino. La segunda plantilla no se utilizaba como guía del hincado, ya que esta plantilla tenía una cierta holgura con la dimensión exterior de la camisa. La plantilla se utilizaba como referencia para monitorizar que el posicionamiento de la camisa era el correcto. La tolerancia de colocación exigida a la posición final de los pilotes era de 50 mm menor que la exigida por las recomendaciones [refs 1&2].
- Colocada la camisa en posición se comenzaba la excavación del pilote. Para el sostenimiento de las paredes en la zona sin camisa perdida se utilizaron polímeros, asegurando siempre una presión hidrostática 5 m superior con respecto al máximo nivel

de marea previsto. Una vez alcanzada la punta del pilote, se procedía a realizar una primera limpieza del fondo con un cazo especial, se esperaban 30 minutos y se comprobaba la calidad del polímero, procediendo a una nueva limpieza si el polímero no presentaba la calidad requerida.

4.1.2. Colocación de armado.

El armado de los pilotes con mayor cuantía consistía en una doble capa 48 ϕ 50. La solución elegida para el solape de las barras de armado de longitud 15 m, fue el uso de acopladores.

Debido a la necesidad de dejar pasillos de armado para las capas inferiores de las armaduras de los encepados, se optó por agrupar las barras por parejas, siendo la disposición final de los armados de dos capas de 2x24 ϕ 40.

El uso de acopladores obligó a separar las barras agrupadas en parejas un mínimo de 75 mm entre ejes, con objeto de poder colocar el acoplador, al tener este un diámetro mayor que el diámetro de la barra. Adicionalmente se alternó el solape de cada pareja de barras para facilitar la operación.

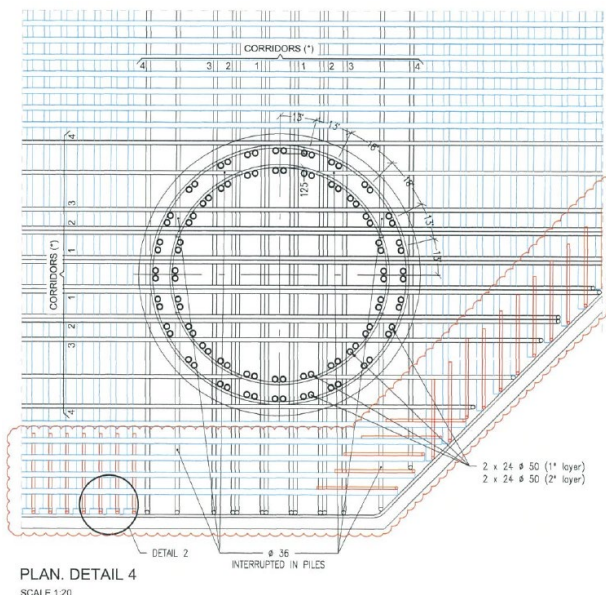


Figura 2. Esquema de armado de pilote tipo máximo y detalle de encuentro con el armado del encepado.

Esta solución implicó la realización de un férreo control de colocación de las armaduras en el parque de montaje de ferralla. [refs 1&2] En el

parque se efectuaba un montaje en blanco de las armaduras de los distintos tramos, con objeto de comprobar la correcta disposición de las armaduras y sus acopladores, y durante el transporte se usaba una plantilla que aseguraba que las barras se mantenían en posición.

Los acopladores usados son del tipo Dextra roscados posicionales. Estos acopladores permiten realizar el acople durante el proceso de premontaje de las armaduras. Para ello, el acoplador se puede roscar completamente en uno de los extremos de las barras a unir, posicionar la otra barra enfrentada y en ese momento desenroscar el acoplador parcialmente de la barra inicial para materializar el acople. Para el uso de estos acopladores es necesario proceder a la realización de la rosca en los extremos de cada barra a unir.

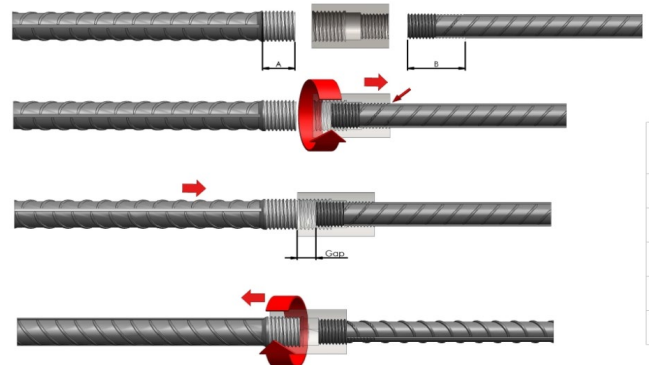


Figura 3 Esquema de colocación de los acopladores.

Las jaulas de armado se transportaban por medios marítimos hasta el lugar de posicionamiento. El peso de las jaulas, que en algunos casos llegaba hasta las 90,t, obligó al uso de una “tilting table” en las barcasas, para poder izar la jaula limitando de esta manera la deformación de la misma durante el izado, así como los esfuerzos durante la operación. Esto ha sido crítico dadas las estrictas tolerancias de montaje.

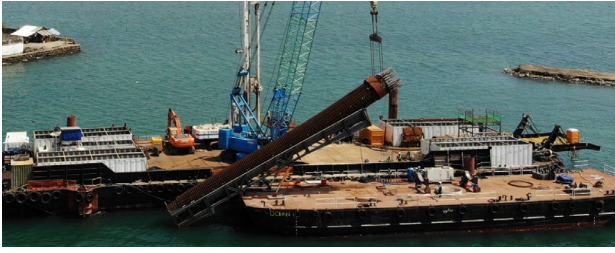


Figura 4. Ejemplo de “tilting table” usada para el izado de las jaulas de armado.

4.1.3. Hormigonado de los pilotes.

El hormigón de los pilotes se fabrica en su mayoría en plantas propias situadas en las instalaciones de obra. Una vez fabricado tiene que ser transportado por medio de cubas de hormigón a los jetties de la obra y cargado en pontonas. Este hecho, así como la peculiaridad de los elementos a hormigonar, que presentaban unas cuantías muy altas, condicionaron el diseño de la mezcla de hormigón que debía por un lado ser trabajable durante varias horas debido al tiempo de transporte, y tenía que tener una consistencia fluida y un tamaño mínimo de árido bajo para asegurar el correcto hormigonado de las zonas más armadas.

La mezcla de hormigón para los pilotes se diseñó con una consistencia de 200-250mm, un tamaño máximo de árido de 3/8” (<10 mm) mm y 6 horas de trabajabilidad de la mezcla. [Refs 1&2]

4.1.4. Ciclo construcción del pilote.

El ciclo para la construcción de un pilote de 2.5 m de diámetro se muestra a continuación en un gráfico.

Activity*	Day-1*	Day-2*	Day-3*	Day-4*	Day-5*	Day-6*	Day-7*
Barge-positioning*	■	□	□	□	□	□	□
Permanent-casing-installation*	□	■	■	□	□	□	□
Drilling*	□	□	□	■	■	■	□
Rebar-Cage-Installation*	□	□	□	□	□	■	■
Coupler-Installation/Rebar-Splicing*	□	□	□	□	□	□	■
Concrete-Pouring*	□	□	□	□	□	□	■

Figura 7. Ciclo construcción de un pilote.

4.2. Encepados.

4.2.1. Prelosas prefabricadas.

El encepado de los pilonos T1 y T2, tiene unas dimensiones de 29 x 29m. La posición de cota

inferior del encepado se sitúa a la cota +0.50m, estando parte del encepado sumergido durante una parte del día.

Para la ejecución del encepado se optó por la realización de unas prelosas no colaborantes de hormigón, concéntricas a los pilotes. Cada prelosa cubre el área tributaria de cada pilote, por lo que la prelosa tipo abarca un área de hormigonado de 6.5m x 6.5m. El objetivo de estas prelosas es resistir el peso de la primera fase de hormigonado de encepado de 1.00m de espesor. Una vez el hormigón de la primera fase ha fraguado, este hormigón resiste el resto de hormigonado del encepado, sin ayuda de las prelosas.



Figura 5. Foto de prelosas prefabricadas.

El faldón exterior diseñado para ocultar las cabezas de los pilotes se integró dentro del diseño de la prelosa.

Las prelosas tienen un espesor de 50 cm en su parte más gruesa. Constan de un agujero central de 2.90 m para los pilotes de 2.5m, y la dimensión de la prelosa tipo es de 6.25m x 6.25 m, lo que permite una holgura entre ellas de unos 12.5 cm permitiendo corregir posibles errores en el posicionamiento de los pilotes.

El proceso de posicionamiento de las prelosas fue el siguiente:

1. Inicialmente la prelosa se colocaba en su posición definitiva mediante un sistema provisional que se apoyaba en la parte superior de la camisa perdida utilizada para el hormigonado del pilote. Esta camisa sobresalía de la cota superior del pilote unos

3-5 m. El sistema está constituido por un anillo circular con tres ménsulas cortas, formando un ángulo de 120 grados entre sí y en las que se apoya un gato hueco por el que se alojan el anclaje de unas barras Dywidag de cuelgue verticales que sirven de soporte provisional para las prelosas prefabricadas. Los gatos pueden deslizarse encima de las ménsulas y permiten el ajuste fino de la prelosa. Inicialmente se enfila la prelosa por la camisa del pilote mediante el cuelgue anular temporal, todo el conjunto izado con grúas. Una vez comprobado que la prelosa está en posición, mediante el ajuste fino de los gatos superiores, se cierra mediante un encofrado circular el anillo de sellado.



Figura 6. Esquema del sistema provisional de cuelgue con la prelosa en posición.

2. A continuación, se materializa el apoyo definitivo de la prelosa en la camisa perdida. Este apoyo se resuelve con un grout que rellena la holgura teórica de 20 cm entre la camisa perdida y el agujero de la prelosa. La unión resiste por rasante. Para aumentar la rugosidad entre la camisa perdida y el grout, se sueldan a la camisa unas barras corrugadas.

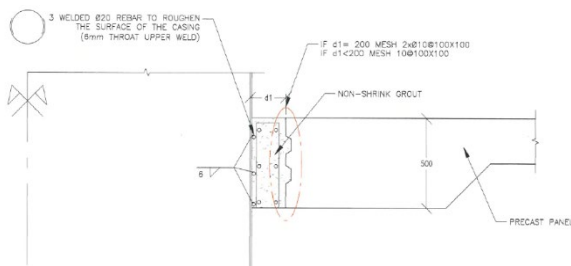


Figura 7. Esquema de unión a rasante prelosa-camisa.

3. Una vez materializada la unión, y fraguado el mortero, se procede a retirar el anillo temporal. El peso del hormigonado de primera fase es resistido por la prelosa y su conexión mediante rasante del anillo de grout.

4.2.2. Armado del encepado.

El armado de las bielas de tracción de los encepados de los pilonos, está constituido en la zona de los pilotes por cinco capas de barras ϕ 36 mm. En la zona entre pilotes, el armado consta de dos capas de barras de ϕ 50 a 150 mm. La elección de barras de diámetro 36 mm en la zona de influencia de los pilotes se debe a que la AASTHO permite el solape de barras sin necesidad de usar acoplador hasta diámetros de 36 mm incluidos. El solape en estas zonas se consideró una opción más flexible a la hora de poder recolocar las barras de armado del encepado sobre los pilotes en la zona de conflicto con las armaduras salientes de los mismos. En cambio, en la zona de banda entre pilotes, donde se optó por barras de mayor diámetro con acopladores, debido a que en estas zonas era posible realizar el solape con acopladores al no existir conflictos con armaduras de los pilotes.

En las zonas de los pilotes extremos, sujetos en alguna hipótesis de cálculo a tracciones, se optó por el anclaje de las armaduras mediante “T heads”. De esta forma se reduce la congestión en las esquinas superiores del encepado, evitando la patilla de anclaje.

En la fase de diseño se estudiaron medidas de mitigación para el caso de que no fuera posible disponer las barras de las bielas de tracción entre pilotes. Estas medidas se incluyeron en los planos de proyecto, con objeto de evitar retrasos durante la instalación de los mismos.

4.2.3. Hormigonado de los encepados

Los encepados se hormigonaron en dos fases, una primera fase de 1.00 m de altura dónde se colocaban las esperas de las barras verticales

de los fustes de pilas y pilonos mitigando problemas de condensación de barras en las caras inferiores de los encepados. La junta de construcción estaba cosida a rasante con los cercos de cortante del encepado. Al ser hormigonados muy masivos, y en ambiente marino donde la generación de etringita es un riesgo manifiesto, se estudió bien el procedimiento de enfriamiento evitando, con las características de la mezcla, temperaturas del núcleo mayores de 80°C tal y como ampara la normativa de referencia. ([ref 3]tabla 3.10 ACI 308R-16). Se llevaron a cabo mediante un modelo de Elementos finitos de disipación de calor calibrados con “hot blocks” y termopares. Los hormigonados también eran monitorizados con termopares Además del alto contenido de cenizas de la mezcla se incluyó un sistema de enfriado mediante serpentín y sistema de refrigeración para enfriar el agua.

Hay que hacer mención a la complicación logística de hormigonados masivos en offshore. El volumen de hormigonado de la primera fase fue de 755 m³, y la segunda fase de 3000 m³, con duraciones de hormigonado de 18 horas y 60 horas respectivamente. Se puede apreciar en la foto la complejidad logística de estos hormigonados.



Figura 8. Foto durante el hormigonado del T1.

5. Pruebas de Pilotes.

Según la normativa vigente en Filipinas, es necesario aplicar la directiva DO 37, que define las pruebas obligatorias a realizar en pilotes de puentes. Esta normativa obligaba a la realización

de una prueba dinámica en un pilote de cada estribo, y en un pilote de cada dos pilas, recomendando el uso de “High Strain Pile Dynamic Test” utilizando un “Pile driving Analysing”. Este tipo de ensayos están más recomendados para pilotes metálicos hincados, pero es de uso común en Filipinas para pilotes de hormigón de gran diámetro. La Normativa requiere dejar caer un peso sobre el pilote de 1.5 -2% de la resistencia última del pilote. Con valores de resistencia última cercano a las 55MN, se necesitaba un peso de entre 82 -110 t. Esto se consideraba inviable.

Se propuso al Cliente un método alternativo para los pilotes de prueba del puente principal, mediante células Osterberg. Debido a las dimensiones de los pilotes, su localización dentro del agua, y los condicionantes de programa de la obra, se optó por la realización de dos pilotes de prueba sobre los propios pilotes definitivos del encepado de los pilonos, uno en cada pilono, y dos pilotes de sacrificio en las proximidades del puente principal.

La carga de diseño de la prueba de los pilotes de los encepados del pilono T1 y T2 se estableció en 1.5 veces la carga de servicio del pilote, definida en la AASTHO como la combinación de servicio, siempre y cuando este valor no superara el valor de la combinación Strength. Esta propuesta fue aceptada por el Cliente, y los ensayos dinámicos fueron sustituidos en su totalidad por los ensayos de célula Osterberg. A continuación, se detallan los parámetros más importantes de las dos pruebas llevadas a cabo en los pilonos.

Tabla 3. Parámetros resistentes considerados

	T1	T2
Carga de la prueba (MN)	35.3	32.3
Resistencia por fuste	44.1	68
Resistencia por punta(MN)	31.4	---
Punta del pilote	-58.5	-48
Posición de la célula	-45.5	-35
Desplazamiento inferior previsto/real (mm)	16/4.1	7/1.8

Las conclusiones de los ensayos de prueba de los pilotes en los pilonos T1 y T2 realizados fueron que la resistencia por fuste se había movilizado en las proximidades de la célula de carga. Las resistencias por fuste obtenidas en la prueba fueron superiores a las estimadas en los cálculos. No se llegó a probar la resistencia por punta de los pilotes debido a que no era este el objetivo del ensayo. Los test sirvieron para validar los parámetros de cálculo.

6. Conclusiones.

La construcción de las cimentaciones del puente atirantado de Cebu ha supuesto un desafío técnico y constructivo para ACCIONA y sus socios.

La realización de la campaña geotécnica adicional ha resultado fundamental para la optimización de las cimentaciones. El uso de presiómetros en el material IGM permitió la obtención de parámetros resistentes del terreno, que no fue posible obtener con otros métodos.

La heterogeneidad del terreno, con tres tipos de terreno en seis pilas, supuso una complicación añadida al diseño de las cimentaciones, especialmente por la carga de sismo y la variabilidad espacial que tuvieron que ser consideradas.

La alta cuantía de armado de los pilotes, obligó a extremar las precauciones durante la fase de diseño incluyendo medidas de mitigación para resolver posibles conflictos que pudiesen acontecer durante la ejecución, durante el pre montaje de la armadura, y durante el empalme de la misma. A pesar de los hándicaps que una alta cuantía a priori supone, y una vez mitigados con una buena planificación desde la fase de diseño a la de construcción, la conclusión que se ha obtenido es que la decisión fue la acertada, al haber disminuido el número de pilotes, lo que ha conllevado a un ahorro de tiempo, estimado en una semana por pilote, en una de las actividades del camino crítico de la obra.

El sistema empleado para el hormigonado del encepado, a base de prelosas prefabricadas, ha permitido simplificar el encofrado de los pilotes, ahorrando tiempo y coste. El procedimiento de instalación de las prelosas mediante un único sistema de cuelgue de la camisa ha ahorrado en medios temporales al ser encepados de 21 pilotes.

Las pruebas de pilotes realizadas en los pilotes permanentes de la T1 y de la T2 han sido satisfactorias, y han permitido la eliminación de las pruebas dinámicas requeridas por la normativa local, que presentaban muchas incógnitas técnicas, y un riesgo de ejecución e interpretación, lo cual habría podido conllevar un impacto negativo y resultado para la obra.

Agradecimientos.

Aprovechamos este apartado para agradecer su colaboración a las siguientes empresas:

- A todos los equipos de First Balfour y DMCI que han participado en la oferta y en el Proyecto de Construcción
- A todo el equipo de ACCIONA Construcción y de ACCIONA Ingeniería que han participado en la oferta y en el Proyecto de Construcción
- A GHD, SENER y CFC, como parte del equipo de diseño,
- A FHECOR como revisor independiente,
- A TREVI, encargada de la realización de los pilotes,
- A MADONU, encargada de los encofrados y mano de obra,
- A COWI Ingeniero de la propiedad
- A nuestro Cliente Metro Pacific.

Referencias.

- [1] Drilled shafts: construction procedures and LFRD Design Methods NHI Course N° 132014
- [2] EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep foundations
- [3] ACI 308R-16 (para los límites de la temperatura máxima del hormigón)
- [4] Eurocode 8. EN-1998-2 Bridges, Section 3.3 Spatial Variability.