

# Diseño de elementos especiales en el proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas).

*Special Design Features in the Cable-Stayed Bridge between the Cebu and Mactán islands (Philippines).*

Javier Muñoz-Rojas<sup>a</sup>, Pedram Manouchehri<sup>b</sup>, Jose Manuel Domínguez<sup>c</sup>, Borja Martín<sup>d</sup>,  
Silvia Fuente<sup>e</sup>, Santiago Rodríguez<sup>f</sup>, Manuel Valero<sup>g</sup>,

<sup>a, c, d, e, g</sup> Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid.

<sup>b</sup> Ingeniero Civil. Carlos Fernández Casado S.L., Universidad Politécnica de Madrid.

<sup>f</sup> Ingeniero Estructural. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid.

## RESUMEN

El puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán, Filipinas es la obra principal de la concesión *Cebu Cordova Link Expressway*. Tiene un vano principal de 390 m de luz y un tablero de hormigón pretensado con sección cajón atirantada en el eje de torres verticales. Para justificar y optimizar los diseños de elementos singulares y críticos de la obra (estructuras de anclajes en torre y tablero, empotramiento del tablero-torre, propuestos se emplearon modelos locales de elementos finitos de cierta complejidad que se describen en el artículo

## ABSTRACT

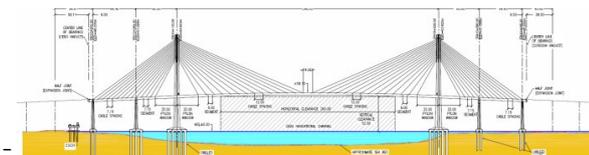
The cable stayed between the Cebu and Mactan islands is the main work of the road concession *Cebu Cordova Link Expressway*. The 650 m long bridge has a 390-m long main span and prestressed concrete box girder. It is supported by means of cable stays from vertical towers. The site conditions were particularly demanding due to the frequent pass of typhoons, high seismicity and an intense maritime traffic. Special studies and advanced analysis were performed in order to assess the structure behavior with accuracy. This article deals with the studies of special elements (anchor boxes, delta-frame, pier table, etc.) that were analyzed using finite element models.

**PALABRAS CLAVE:** Puente atirantado, elementos finitos, cálculo no lineal, estructuras anclaje cables

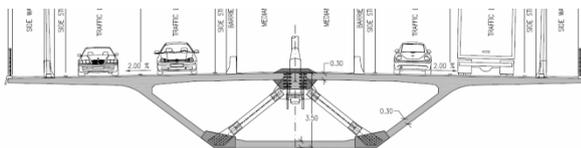
**KEYWORDS:** Cable stayed bridge, finite elements, non-linear analysis, delta-frame, anchor box

## 1 Introducción

El puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán es la obra principal de la concesión *Cebu Cordova Link Expressway*. Se trata de una obra de 653,00 m de largo con una distribución de vanos de 6.50+64.4+60.6+390+60.6+64.4+6.50 m.



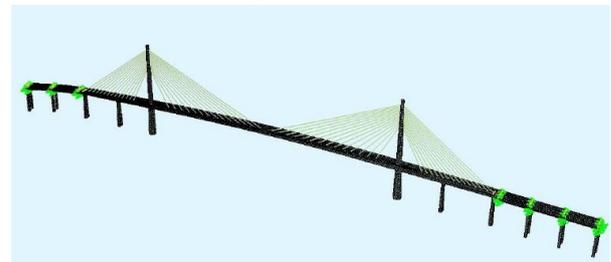
El tablero tiene una sección cajón de hormigón pretensado atirantada en el eje de torres verticales con 14 pares de tirantes. Está unido monolíticamente a las torres y las pilas de retenida intermedias y anclado verticalmente en las extremas. La descripción detallada de las características y de los elementos del puente pueden encontrarse en (Muñoz-Rojas et al) [1].



El diseño estructural se ajusta a los requerimientos de la normativa filipina DPWH [2], que está basada en la norma AASHTO LRFD[3]. Dado que se trataba de un concurso del tipo design&build se apuró el diseño en la medida que fue posible para conseguir una solución competitiva. Las condiciones locales del emplazamiento por su parte eran particularmente exigentes y complicadas (presencia de tifones, alta sismicidad, heterogeneidad de las condiciones del suelo, fuertes cargas de impacto de barco).

Todas estas circunstancias llevaron al empleo de modelos de cálculos sofisticados y precisos para justificar y optimizar los diseños propuestos.

El primero de ellos, fue el modelo general de la estructura, con geometría espacial que reproduce todos los elementos de la estructura con elementos lineales tipo barra o cable así como la interacción suelo-estructura por medio de matrices de flexibilidad equivalentes. Con los resultados de este modelo se han podido obtener los esfuerzos seccionales en las diferentes partes de la estructura y con ello acometer el diseño general de la misma.



Este artículo se centra no obstante en las comprobaciones efectuadas en elementos singulares de la obra y críticos en su comportamiento por medio de cálculos con modelos locales de elementos finitos empleando elementos superficiales o sólidos e incorporando efectos no lineales tanto geométricos como de materiales cuando es adecuado.

En [4,5] se incluyen a su vez la descripción de otras particularidades del diseño de esta obra.

## 2 Estructura metálica de anclaje de tirantes en torre

### 2.1 Descripción

Los tirantes se conectan a las secciones de hormigón del tablero y torres por medio de

estructuras metálicas auxiliares para difundir adecuadamente las cargas concentradas que actúan en los cables.

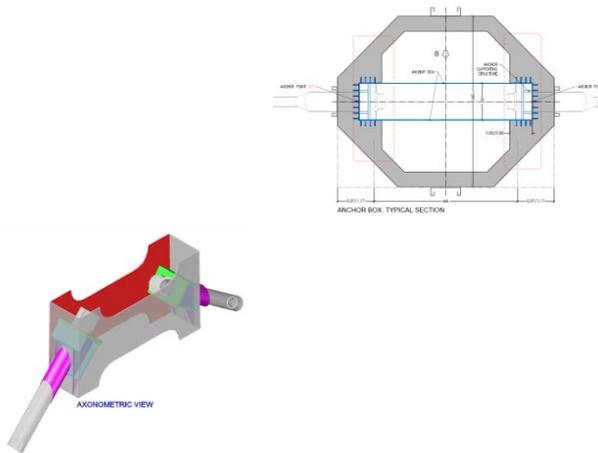


Figura 4. Estructura de conexión de los tirantes en la torre.

El objetivo perseguido en el diseño de estos elementos ha sido el conseguir una distribución de tensiones que evite concentraciones excesivas tanto en los elementos metálicos como en el hormigón alrededor de ellos.

## 2.2. Modelo de cálculo

Los estudios se han realizado con modelos de elementos finitos complejos incorporando comportamientos no lineales. El software empleado ha sido Abaqus[6]. Las chapas metálicas de los distintos elementos se han modelizado con elementos tipo placa. (cuadrados, tipo S4R) mientras que el hormigón se malla con elementos sólidos tetraédricos cuadráticos (tipo C3D10).

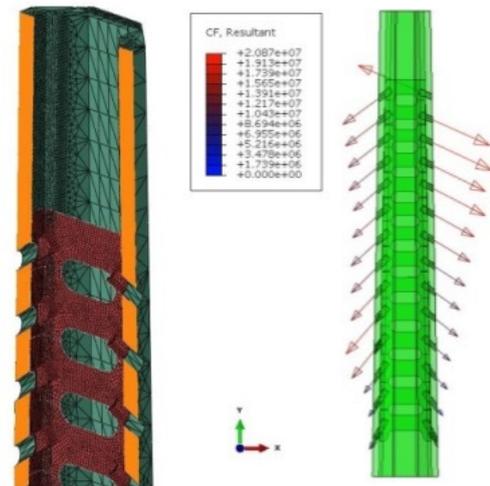


Figura 5: Sección 3D del modelo de elementos finitos y cargas aplicadas.

## 2.3. Situaciones de carga comprobadas

Todas las cargas se obtienen del modelo global de la estructura que reproduce el comportamiento longitudinal del puente. Se introducen en los correspondientes puntos de anclaje como cargas concentradas o distribuidas dependiendo del análisis.

De entre los distintos escenarios de carga contemplados en el diseño, los más penalizantes para el armario se producen cuando hay una marcada asimetría de carga entre los tirantes de ambos lados. Las situaciones más descompensadas en este sentido son dos:

- la de rotura accidental de tirantes
- la descompensación durante la construcción debido al desfase en la puesta en carga de tirantes a un lado y otro de la torre (hasta dos tirantes para compensar la asimetría de la obra [7]).

En el caso de rotura de tirantes y de acuerdo a las bases de diseño (establecidas de acuerdo a la combinación de carga según PTI[8]) se asume una amplificación dinámica de 2 asumiendo que se produce una rotura súbita.

## 2.4. Optimización y Resultados

### 2.4.1 Ajustes en la modulación de las estructuras de anclaje

Con el fin de facilitar la construcción, así como el control geométrico, era necesario dividir el armario de anclaje en la torre en diversos módulos. La necesidad de inspección y acceso al interior de la estructura de anclaje requería disponer huecos de acceso. Para minimizar el número de unidades inicialmente de 5 elementos –esto es con dos o tres parejas de tirantes- compatibles con las cargas a manejar por la grúa torre. Los módulos son independientes entre ellos, por lo que no hay colaboración del armario en la respuesta global para la transmisión de cargas en sentido longitudinal de la torre, que quedaba encomendado exclusivamente a la sección del hormigón.

Las comprobaciones con el modelo de EF mostraron sin embargo que ante la rotura de tirantes se producían en las secciones intermedias de cada módulo concentraciones de tensiones imprevistas en las chapas frontales. Ajustar el diseño de las chapas a estas tensiones llevaría al empleo de espesores enormes. Se detectó entonces que en realidad se trataba de un efecto parásito fruto de la acción mixta entre las chapas frontales y la sección de hormigón para resistir las fuertes flexiones longitudinales producidas por la rotura del tirante. La respuesta conjunta de ambos elementos se activaba a lo largo del módulo, desde un valor nulo en la junta con el anterior módulo al no tener continuidad con éste hasta un valor máximo en el centro. Dado que este efecto mixto no era aprovechable en el dimensionamiento global de la torre dada la falta de continuidad de los módulos, se consigue mitigar realizando módulos más reducidos donde no se activa la acción mixta de forma tan marcada. Por ello el diseño se cambió adaptando módulos individuales para cada par de tirantes.

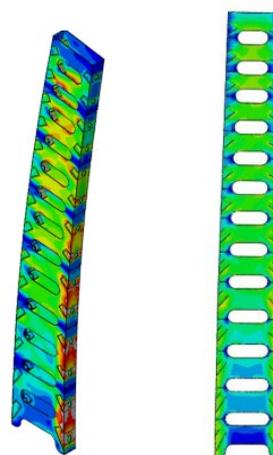


Figura 6: Comparación de tensiones máximas con 5 y 14 módulos

### 2.4.2. Optimización de la conexión hormigón-acero:

Siguiendo el proceso descrito en la sección anterior, se hizo evidente que la continuidad de las chapas verticales apenas contribuía a la resistencia total de la sección de la torre, y sin embargo sufrían de tensiones excesivas en el caso de partida. Para evitar este problema, se redefinió la sección de hormigón alrededor de dichas chapas para cubrir parcialmente las secciones de anclaje. Estos cambios en la geometría se muestran en la Figura 7.

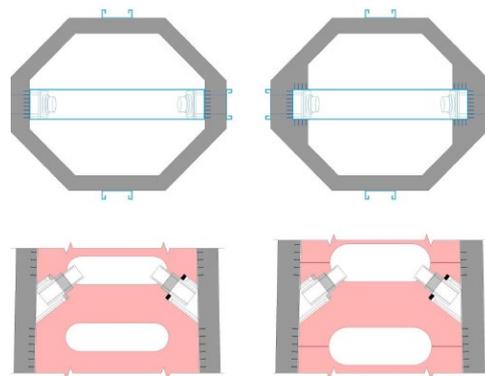


Figure 219: cross section of anchor box placed in mast: Left: former definition and Right: Optimized geometry defined in this section.

Figura 7: Sección transversal de la sección con el anclaje en la torre: Izquierda, definición original. Derecha, geometría optimizada.

Pueden compararse estas dos alternativas en la Figura 8 donde en ambos casos el armario está bajo carga crítica (pérdida del tirante 14 – vano trasero).

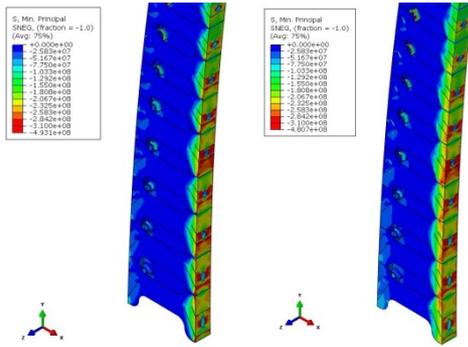


Figura 8: Comparación de tensiones bajo pérdida de tirante con la sección original y optimizada.

Este análisis muestra la efectividad, en cuanto a la distribución de tensiones, de conectar también lateralmente el anclaje al hormigón, además de mejorar las condiciones de resistencia frente al pandeo de las pletinas longitudinales ante las compresiones que se generan en el caso de rotura del tirante. Por todo ello fue finalmente adoptado en el diseño.

#### 2.4.2 Reducción de tensiones locales

Otro efecto detectado con el estudio fue la concentración de tensiones alrededor del punto de anclaje de los tirantes, tanto en la chapa de apoyo como todas las que la rodean. Se dispuso por ello de chapas internas adicionales para reducir los esfuerzos locales. La Figura 9 muestra la posición de dichas chapas adicionales y la efectividad de esta solución. El siguiente paso en la optimización consistió en disponer cartelas triangulares de reparto y rigidización bajo las chapas principales.

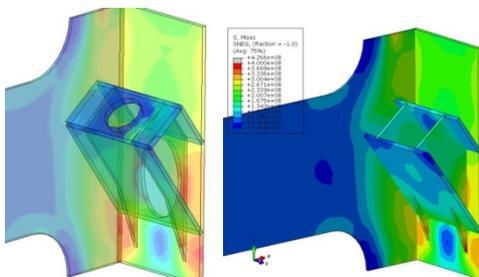


Figura 9: Efecto de las chapas internas: Izquierda, sección sin rigidizadores. Derecha, comportamiento optimizado con rigidizadores.

### 3 Estructura metálica de anclaje de tirantes en tablero

#### 3.1 Introducción

El objetivo de esta sección es mostrar el proceso de obtención de un diseño optimizado para el sistema de anclaje. Estos elementos se definieron de manera que se asegurara, en primer lugar, la integridad del sistema de anclaje en todos los escenarios de carga. En segundo lugar, para distribuir las cargas concentradas del tirante al hormigón de la forma más fluida posible y por ello más eficiente. Un proceso de optimización similar al mostrado para el anclaje en la torre se llevó a cabo en los anclajes en tablero. No obstante, la problemática de estos es sensiblemente diferente: A diferencia del anclaje en la torre, las fuerzas de los tirantes actúan sólo en una dirección en el tablero. Además, la sección del tablero, siendo más esbelta, requiere de una redistribución de cargas en el hormigón más suave para evitar concentraciones excesivas de tensiones. Los siguientes aspectos se tuvieron en cuenta al definir la geometría inicial del anclaje en el tablero

- Para reducir la deformación de la sección en su plano, se utiliza una configuración en Delta de los anclajes para transferir parte de la carga a la losa inferior del tablero.
- En tanto el ángulo y fuerzas del tirante varían a lo largo del puente, la

geometría óptima para cada anclaje es diferente. Para reducir la complejidad de diseño y evitar errores en el proceso de definición y fabricación, un único diseño general fue considerado.

Esta geometría evolucionó durante la fase de diseño hacia su optimización. En lo siguiente se discute la solución final, así como algunos aspectos específicos de la optimización.

### 3.2 Modelo de cálculo

Los estudios se han realizado con modelos de elementos finitos complejos incorporando comportamientos no lineales. El software empleado ha sido Abaqus[6]. Las chapas metálicas de los distintos elementos se han modelizado con elementos tipo placa. (cuadrados, tipo S4R) mientras que el hormigón se malla con elementos sólidos tetraédricos cuadráticos (tipo C3D10). Los pernos conectadores se modelizan como elementos tipo viga (B31) y están parcialmente embebidos en el hormigón. Las chapas de hormigón y el medio sólido del hormigón interactúan mediante contacto superficie-superficie y a través de los pernos conectadores. En la losa inferior, la interacción se simplifica a través de los pernos conectadores únicamente.



Figura 10 Vista 3d puntales metálicos

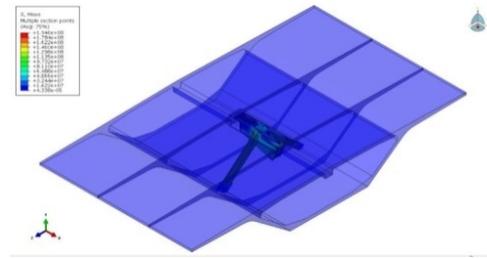


Figura 11: Vista 3d del tablero y puntales metálicos

### 3.3 Diseño y funcionamiento

La carga de las almas de la sección cajón se transmite a los tirantes por medio de dos puntales metálicos internos.

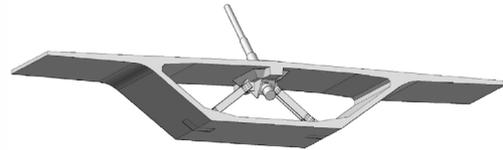


Figura 12: Sección por tirante con "delta frame"

A su vez los cables se apoyan en estructura superior metálica con geometría variable según la inclinación de estos. El conjunto conforma una pieza quedando conectada al cajón por medio de pernos en las zonas donde queda embebida en éste.

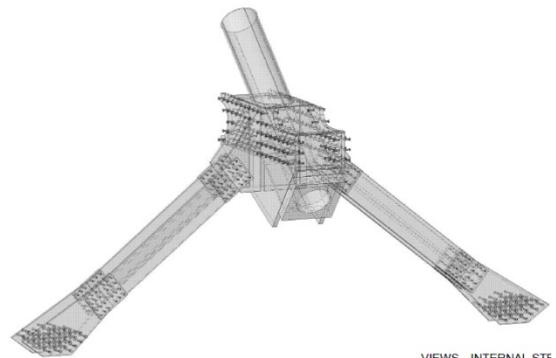


Figura 13: Vista del "delta frame"

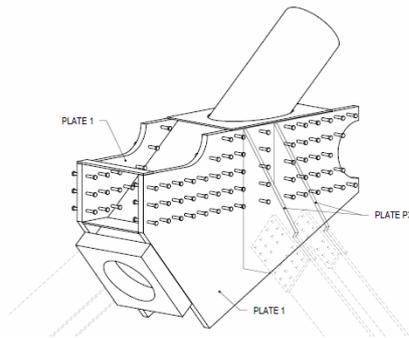


Figura 14: Vista de la estructura del anclaje.

Un proceso similar de optimización fue seguido en el caso de los anclajes en el tablero. La geometría de los elementos de anclaje metálicos evolucionó durante la fase de diseño y fue optimizada para los escenarios de carga antes descritos.

Este estudio investiga específicamente los pernos en tanto estos elementos influyen tanto en el funcionamiento global de la sección de hormigón como en el comportamiento local de las regiones de contacto.

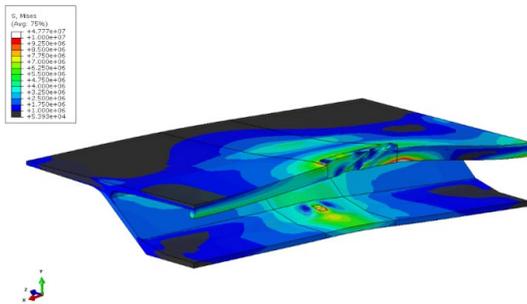


Figura 15: Comportamiento de la sección de hormigón- (las deformaciones están exageradas)

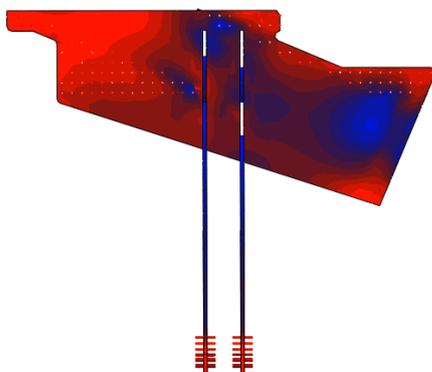
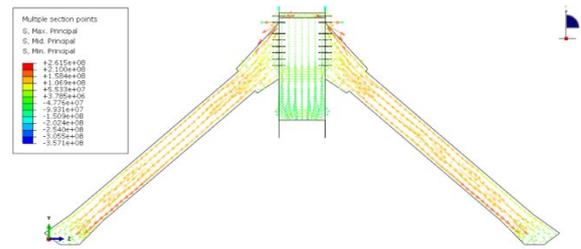


Figura 16: Contornos de tensiones mostrando concentraciones.



### 3.4 Interacción acero-hormigón

Para estudiar eventuales concentraciones de tensiones en los pernos y el hormigón circundante, el modelo de elementos finitos se mejoró incluyendo estos elementos y la interacción en el contacto entre las superficies de hormigón y acero. Los pernos se modelizaron como barras parcialmente embebidas en el hormigón.

La Figura 17 muestra los resultados de esta interacción y la Figura 18 muestra la tensión en los pernos embebidos en el tablero.

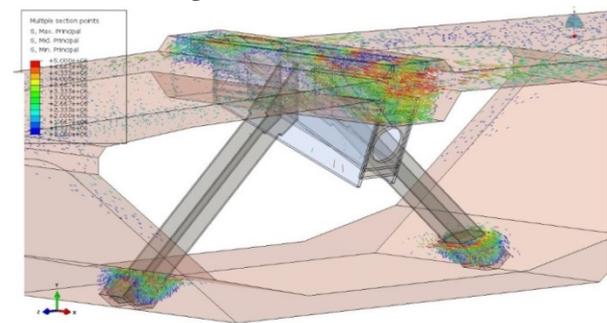


Figura 18: Tensiones principales en el hormigón (interacción con los pernos)

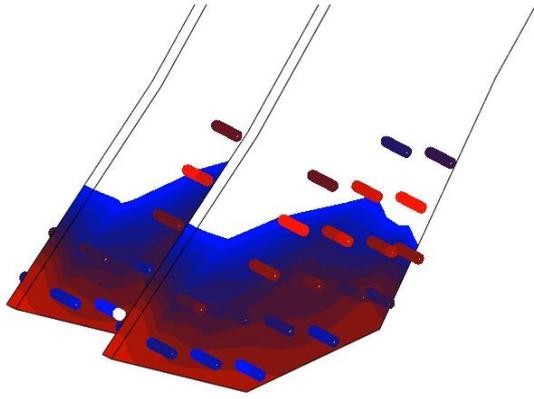


Figura 19: Pernos bajo tensión

## 4 Estudio de la torre de atirantamiento

### 4.1 Descripción

Las torres principales tienen una altura total de 139 con una altura de 95 m por encima del tablero. Presenta sección octogonal con dimensiones variables en ambos alzados.

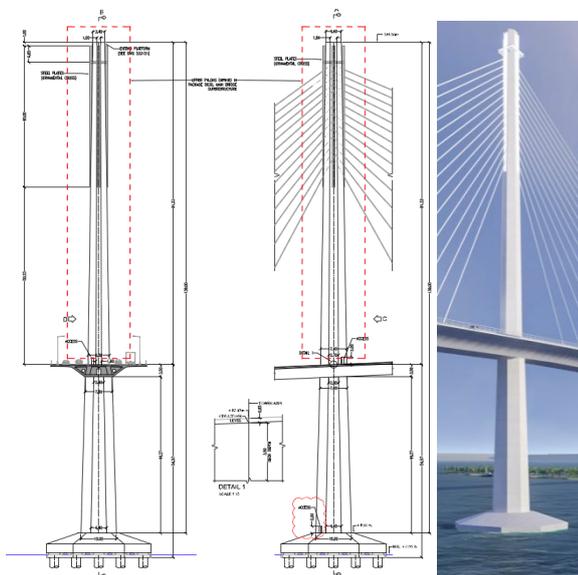


Figura 20. Alzados de la torre

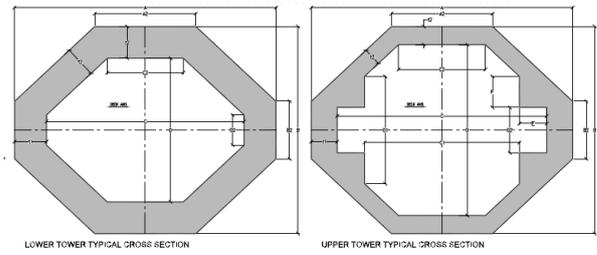


Figura 21. Secciones tipo de torre

El dimensionamiento de la misma fue realizado con los esfuerzos del modelo general lo que permitió definir la distribución de la armadura longitudinal y transversal y espesor de las paredes. No obstante este elemento está sometido a esfuerzos concentrados particulares como la rotura de tirantes que hicieron necesario un estudio más detallado por medio de modelos de elementos finitos para comprobar su adecuado funcionamiento así como cuantificar los refuerzos locales necesarios.

### 4.2 Modelo de cálculo

Se utilizó un modelo de elementos finitos similar al de la sección anterior, incluyendo el elemento metálico completo.

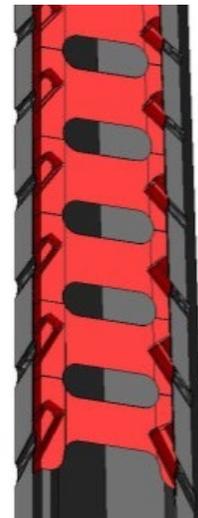


Figura 22. Modelo 3D de la torre

### 4.3 Situaciones de carga comprobadas.

.La pérdida de tirante, que resulta ser la situación más crítica para el elemento metálico de anclaje, lo es también para la sección de hormigón. En esta situación se produce una fuerte descompensación en el equilibrio entre las fuerzas horizontales del tirante que deben ser equilibradas por la torre. La fuerza debe transmitirse por medio de los pernos conectadores y por el apoyo directo del lado frontal del armario en el hormigón. Se analizaron diversos escenarios, teniendo en cuenta la contribución de todas las caras conectadas –con los pernos traseros a tracción, eliminando los pernos a tracción y finalmente sólo considerando el apoyo frontal. Los resultados siguientes muestran el comportamiento bajo la pérdida del tirante extremo trasero que es la situación que se mostró más penalizante.

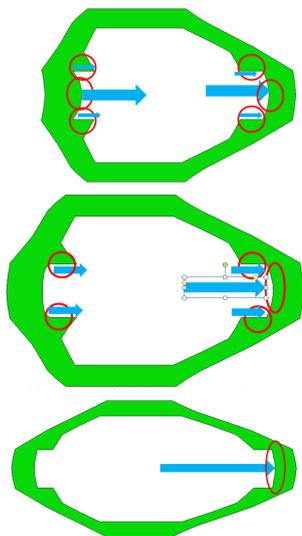


Figura 23: Situaciones analizadas y deformada amplificada

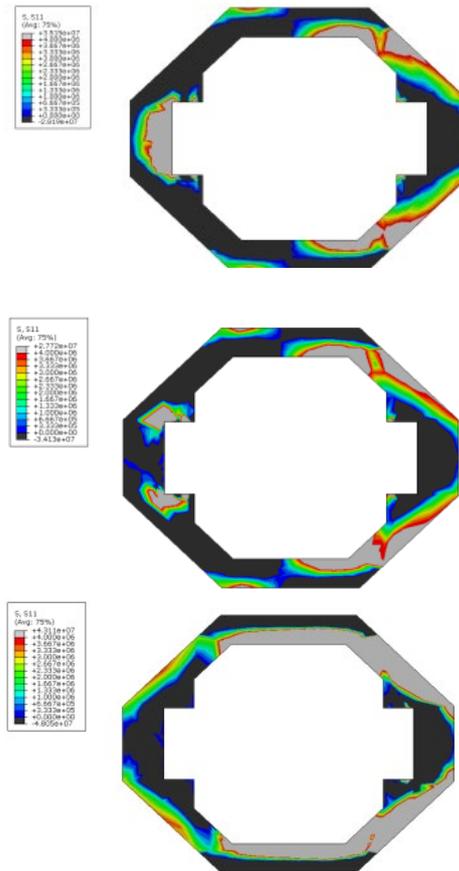


Figura 24: Tensiones para diversas situaciones y secciones.

Además de a los escenarios anteriores de carga, el modelo se sometió a una fase de construcción crítica en la que se genera el máximo cortante en la parte superior de la torre. Esto ocurre cuando los dos últimos tirantes del vano principal aún no han sido instalados. El análisis de esta hipótesis revela que, a pesar de que el anclaje no está en situación crítica, las tensiones de tracción generadas en esta parte de la torre son relativamente altas y por ello condicionan el armado.

### 4.4 Resultados y conclusiones

La Figura 25 muestra la tensión sobre el hormigón producida por el armario metálico. La Figura 24 muestra el estado de tensiones verticales de compresión debidas al fuerte

momento flector en la parte superior de la torre generado por el desequilibrio de fuerzas introducido por los tirantes.

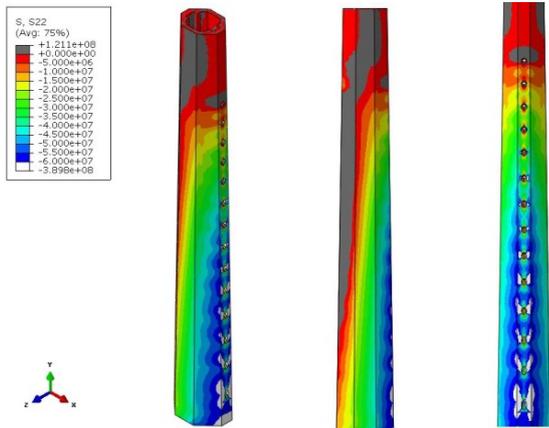


Figura 25: Tensiones de compresión vertical (Y) debido a la pérdida de tirante 14. La figura muestra el 3D (izquierda), vista frontal (centro) y vista lateral (derecha).

La tracción local alrededor de las aberturas en el volumen de hormigón puede verse en la Figura 26.

Un efecto importante, observado durante el análisis mediante elementos finitos, es la concentración de esfuerzos de tracción en la parte superior de la torre independientemente de la combinación de cargas. La Figura 25 muestra este efecto en la parte interior del modelo. Se dispuso un armado específico para recoger este efecto y asegurar el correcto comportamiento del conjunto. (Figura 27)

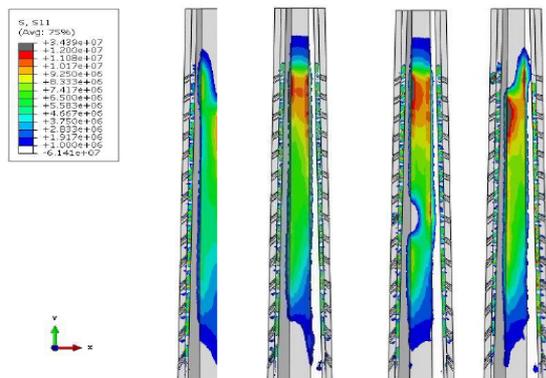


Figura 26: Tensiones horizontales en la torre para construcción (izquierda) y pérdida de tirantes 1, 7 y 14 (centro izquierda, centro derecha, derecha).

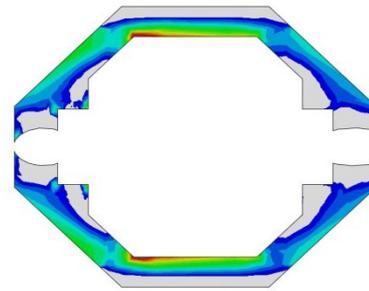


Figura 27: Sección de hormigón. El espectro de colores muestra tensiones de tracción.

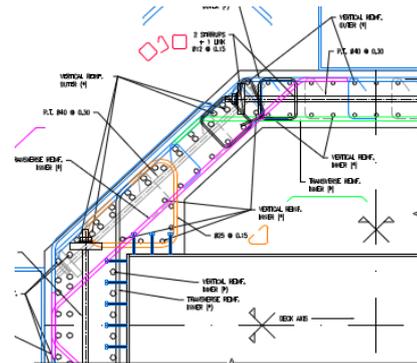
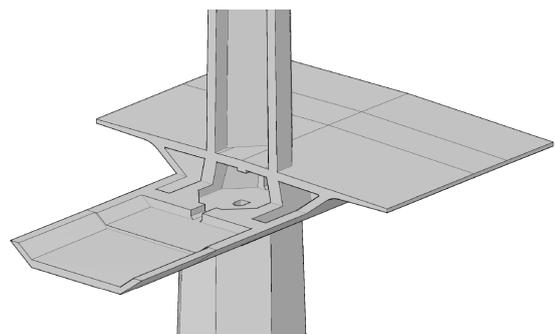


Figura 28: Distribución de armadura

## 5 Estudio del empotramiento tablero-torre

### 5.1 Descripción

La conexión entre tablero y torres es monolítica. Las almas y losa del tablero se regruesan y se disponen diafragmas transversales en el encuentro con la pared frontal de la torre que se maclan con el prisma con el que se realiza la transición entre la sección de la torre por debajo y por encima del tablero



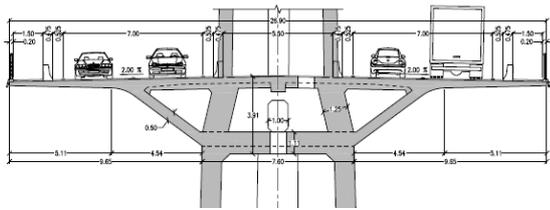


Figura 29: Vista 3D y sección del nudo tablero-torre.

## 5.2 Modelo de cálculo

Para el estudio del empotramiento del tablero en la torre se realizó un modelo de elementos finitos sólidos extendido a la torre hasta la altura del primer anclaje y 29 metros de tablero a cada lado de la torre. Los extremos del modelo coincidían con nudos del modelo general de barras, del que se obtuvieron los esfuerzos compatibles a aplicar en los extremos. Para la hipótesis condicionante, que en este caso era la sísmica, teniendo en cuenta la hipótesis de variabilidad espacial. Además fue necesario añadir las cargas en la zona del modelo para reproducir los mismos esfuerzos en la zona del empotramiento. Estas cargas incluían la carga equivalente a la movilización de la masa de la zona modelizada, compatible con el modo longitudinal

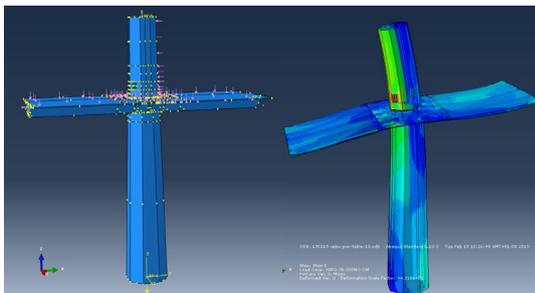


Figura 30: Modelo del empotramiento del tablero en la torre

## 5.3 Resultados y conclusiones

El modelo realizado, que tiene en cuenta la geometría en 3D de la torre ha permitido optimizar el volumen de hormigón de la riostra, eliminando las zonas que no eran imprescindibles para la transmisión de tensiones. Además al estar modelizados los huecos y pasos de hombre, el refuerzo de las

zonas de detalle se ha obtenido a la vez que el general.

Como conclusiones fundamentales se aprecia una concentración de las tensiones longitudinales en el tablero en la zona central, especialmente en los chaflanes de la torre.

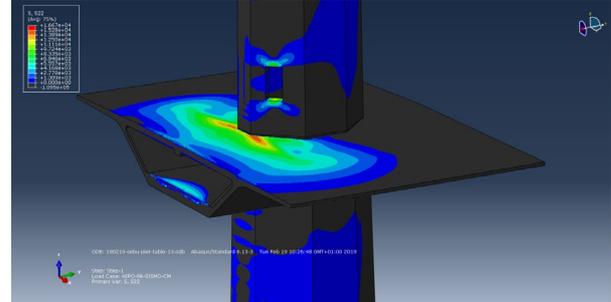


Figura 31: Concentración de tracciones longitudinales en la hipótesis sísmica

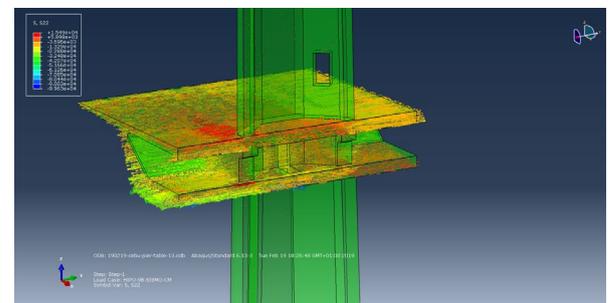


Figura 32: Concentración de tensiones longitudinales en la hipótesis sísmica

## 6 Estudio de la transición con los vanos de acceso

### 6.1 Introducción

El tablero en la proximidad de las pilas de retenida extremas y para recibir el apoyo del tablero de vigas prefabricadas del viaducto de acceso la sección cajón se modifica forma progresiva ensanchando su losa inferior para crear las zonas de apoyo en media madera de los vanos de acceso.

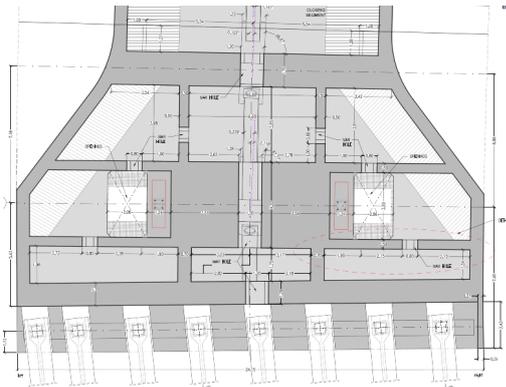


Figura 33: Vista de la zona transición entre puente y viaducto de acceso.

Las pilas a su vez se ajustan el diseño de cabeza añadiendo unas extensiones y unas “zarpas” para poder materializar el sistema de bloqueo por medio de apoyos deslizantes.

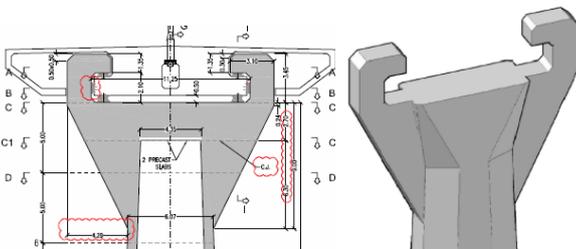


Figura 34: Cabeza de las pilas de retenida extremas.

### 6.2 Modelo de cálculo

El estudio de detalle de esta zona se realizo con un modelos de elementos finitos sólidos. El software empleado fue Abaqus[6]. Los cálculos se realizaron en régimen elástico pues el objetivo principal era evaluar los mecanismos de difusión de la carga, corregir eventuales zonas de concentración de esfuerzos y a partir de ellos distribuir la armadura de refuerzo.

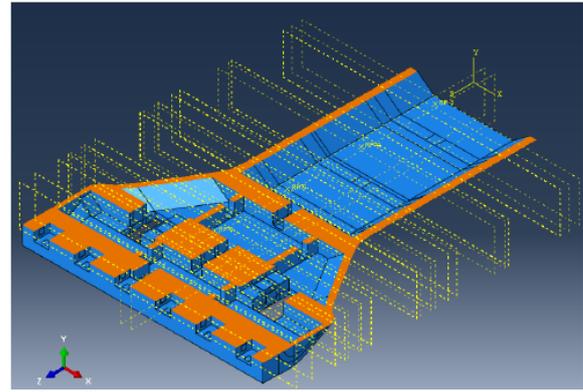
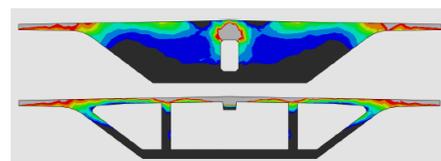
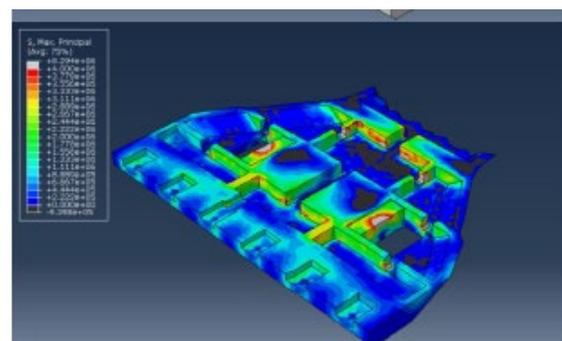


Figura 35: Corte horizontal del modelo local de la transición con los vanos de acceso

### 6.3 Resultados y conclusiones

Los resultados permitieron distribuir la armadura de acuerdo a las necesidades de cada zona. En general se observó una concentración de la carga en las almas centrales –que dan continuidad en sentido longitudinal a las del tablero con vuelos. El apoyo media madera funcionaba correctamente y se pudo optimizar el diseño de refuerzo que proporcionaban modelos sencillos previos a base de bielas y tirantes. Igualmente se pudo evaluar el efecto de los huecos que hay en losa y diafragmas en la distribución de tensiones y definir con precisión la armadura de refuerzo local.



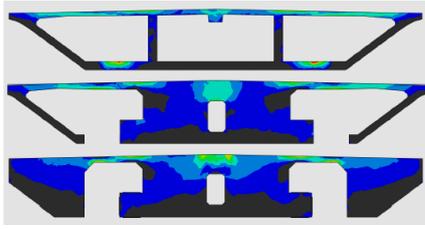


Figura 36: Vistas y cortes con la distribución de tensiones

## 7 Estudio del apoyo del carro de avance en la losa superior.

### 7.1 Introducción

El apoyo delantero del carro de avance previsto por la CJV[9] recibe unas cargas muy elevadas y por condiciones de diseño de éste no podía realizarse alineada el eje del alma sino desplazado hacia los vuelos. Las cargas máximas bajo el hormigonado de una dovela llegan a casi 400 T.

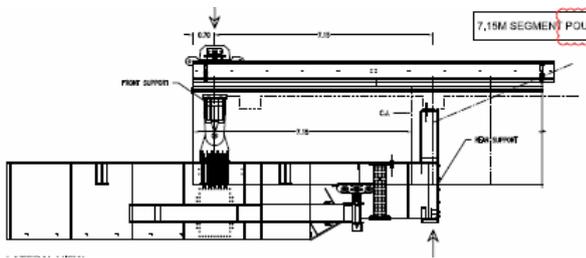


Figura 37: Alzado lateral del carro de avance

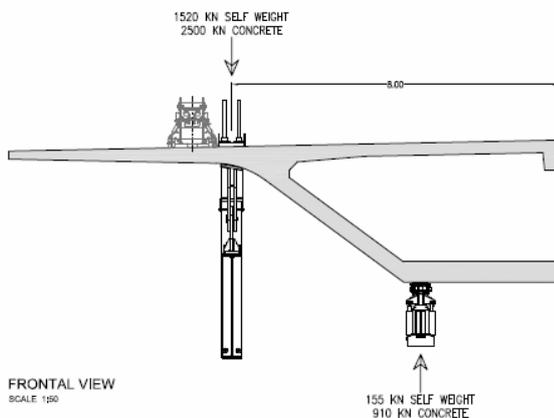


Figura 38: Posición y valor de las reacciones máximas del carro

### 7.2 Modelo de cálculo

La magnitud de la reacción y su zona de apoyo que no es la óptima para una transmisión directa de reacciones al alma llevo a estudiar con cuidado este tema.

Se emplearon diversos modelos. Por un lado modelos de lámina planos y superficiales que permiten evaluar de forma sencilla las trayectorias de los esfuerzos y tensiones y con los que en primera instancia se pudo validar la capacidad de la sección a cortante y flexión. Posteriormente se realizó un modelo más preciso con elementos sólidos. El software empleado fue Abaqus. Los cálculos se realizaron en régimen elástico pues el objetivo principal era evaluar los mecanismos de difusión de la carga, corregir eventuales zonas de concentración de esfuerzos y a partir de ellos distribuir la armadura de refuerzo.

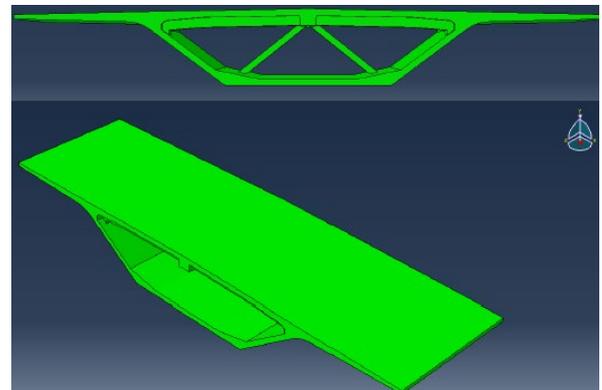


Figura 39: Modelo con elementos sólido para el estudio de cargas concentradas del carro

### 7.3 Resultados y conclusiones

Los resultados de todos los modelos permitieron validar la capacidad de la sección del vuelo para recoger la carga del carro y detallar la armadura

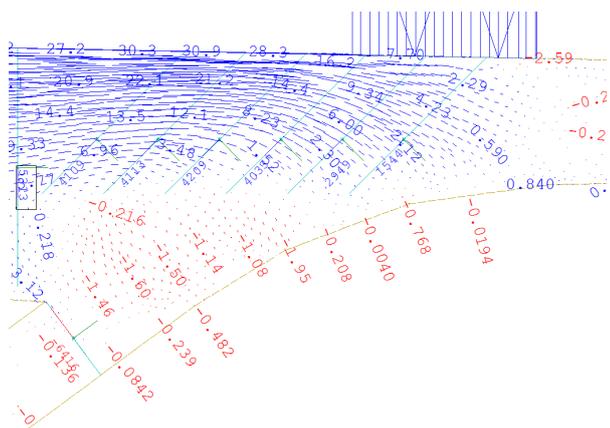


Figura 40: Trayectorias de tensiones principales en un modelo plano de láminas

La fuerte carga de esta zona se estudió inicialmente con el modelo de láminas empleado en el estudio de la sección de transversal, que mostró un adecuado reparto de la carga. Sin embargo para tener mayor precisión se desarrolló otro modelo

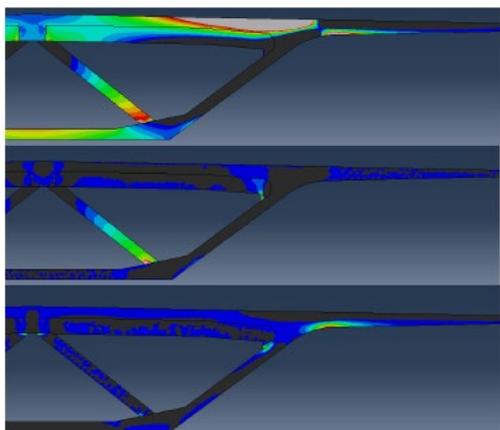


Figura 41: Distribución de tensiones en el modelo sólido

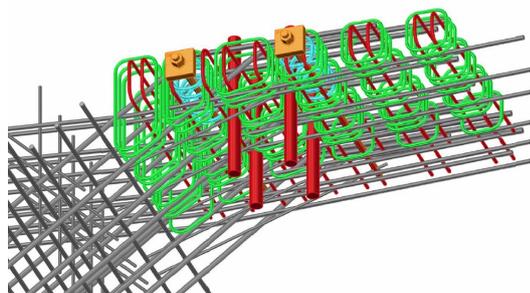


Figura 42. Disposición de la armadura de refuerzo local

## Referencias

- [1] J. Muñoz-Rojas, J.M. Domínguez, Proyecto del puente atirantado entre las islas de Cebú y Mactán (Filipinas) / Project of the cable stayed bridge between the islands of Cebu and Mactan, in: VIII Congreso ACHE, Santander, 2020.
- [2] DPWH: Design Guidelines, Criteria and Standards (DGCS), Volume 5, (2015).
- [3] AASHTO, Design bridge specifications, American Association Of State Highway And Transportation Officials, 2017.
- [4] J. Muñoz-Rojas, P. Manouchehri, Soil-Structure Interaction and Seismic Analysis in Design of the Cable-Stayed Bridge between the islands of Cebu and Mactán (Philippines), in: VIII Congreso ACHE, Santander, 2020.
- [5] J. Muñoz-Rojas, M.Á. Astiz, P. Manouchehri, Wind effects in the Project of the Cable -Stayed Bridge between the islands of Cebu and Mactán (Philippines), in: VIII Congreso ACHE, Santander, 2020: p. 1.
- [6] SIMILIA, Abaqus Analysis User's Guide, Dassault Systèmes. Simulia Corp., Providence, RI, 2016.
- [7] CJV, Cebu-Cordova Link Joint Venture. Main bridge Design Basis, Metro Pacific Tollways Development Corporation, 2019.
- [8] PTI, DC45: Recommendations for stay cable design, testing and installation, 5th ed., Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, 2007.
- [9] CJV, Main bridge: Superstructures construction Form Traveller, Method of Statements & Drawings, Cebu-Cordova Link Joint Venture, 2019.