

CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL NUEVO ESTADIO VALENCIA C.F.

Hugo Corres Peiretti

Doctor Ingeniero CCP

FHECOR Ingenieros
Consultores

Presidente

hcp@fhedor.es

Fernando Pinedo Bello

Ingeniero de CCP

FHECOR Ingenieros
Consultores

Jefe de equipo

fpb@fhedor.es

Alberto Muñoz Tarilonte

Ingeniero de CCP

FHECOR Ingenieros
Consultores

Ingeniero de Proyecto

amt@fhedor.es

Alessandro Polistena

Ingeniero Civil

FHECOR Ingenieros
Consultores

Ingeniero de Proyecto

alp@fhedor.es

Resumen

El futuro Estadio del Valencia Club de Fútbol se ubicará en la ciudad de Valencia, en el solar delimitado por la Avenida de las Cortes Valencianas y las calles de la Safor, Doctor Nicasio Benlloch y Amigos del Corpus. Este solar también incluirá un nuevo centro de ocio/comercio y un pabellón deportivo municipal, que quedan fuera de este concurso.

El estadio tendrá un aforo de aproximadamente 75.000 espectadores y, proyectado en planta, tiene forma de elipse con unas dimensiones de 280 por 240 m. Los sótanos bajo el estadio albergan plazas de aparcamiento, instalaciones y servicios al club, y serán comunes con las del centro de ocio al norte del solar. Por encima, se levantará el graderío o "bowl" con una estructura de hormigón y 3 niveles de gradas.

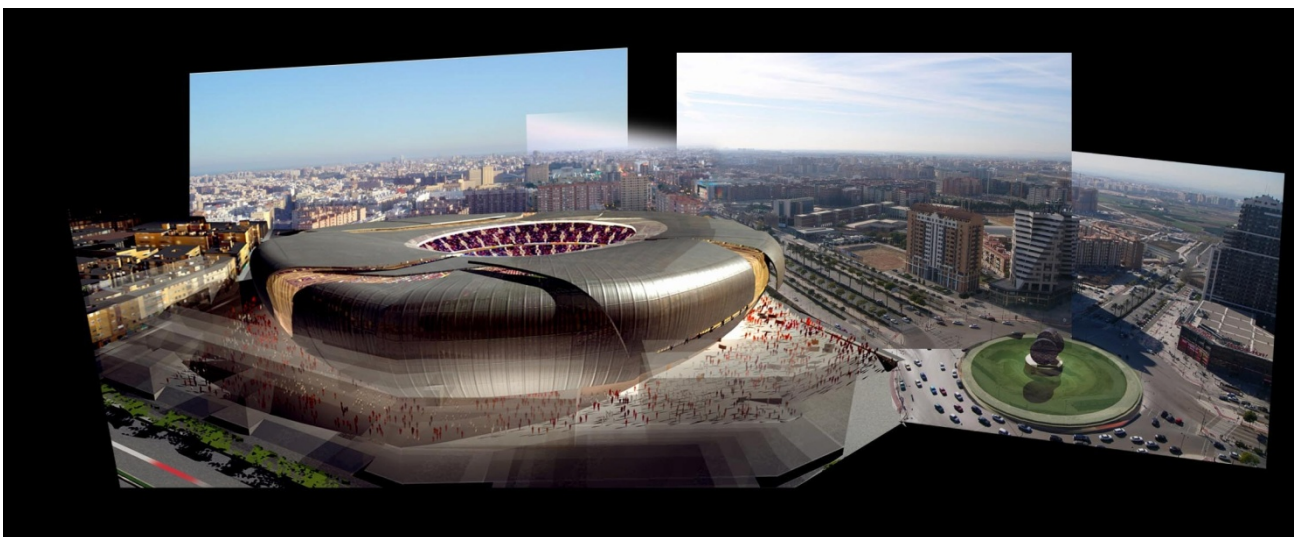


Fig. 1. Vistas exteriores del futuro estadio.

Una estructura metálica con cerchas de gran canto y curvadas forman la fachada y cubierta simultáneamente, extendiéndose a un hueco central en forma de elipse coincidente con el terreno de juego y de dimensiones aproximadas de 130 por 90 m. La cubierta cubre el 100% de los asientos del estadio e incorporará una mezcla de cerramientos opacos y transparentes para asegurar que el terreno recibe suficiente luz.

1. Introducción

En la estructura de hormigón del estadio se distinguen dos zonas que se resuelven con distintas soluciones: la estructura bajo la sombra del estadio y la estructura que se sitúa dentro de la parcela pero fuera de la sombra del estadio. Adicionalmente la cubierta metálica no se analiza en este documento pero sí su interacción con la estructura de hormigón.

2. Cimentación

Según los sondeos realizados el nivel freático se encuentra a 15 m de profundidad pudiendo variar hasta los 12 m, en la siguiente tabla se describen los diferentes sustratos geotécnicos que han aparecido durante los sondeos.

NIVEL	Descripción y espesores
NIVEL 0: Rellenos antrópicos	Este nivel superficial se ha detectado bajo la superficie topográfica actual hasta aproximadamente 1 m en calicatas observadas en la propia parcela. Según información de parcelas cercanas, continua hasta 2,5-3 m de profundidad.
NIVEL I: Limo Marrón Oscuro	Por debajo de los rellenos, aparece un nivel fundamentalmente cohesivo, compuesto de limos arcillosos y arenosos de tonos marrón oscuro. Inmersos en la matriz aparecen gravillas dispersas, conchas de gasterópodos y restos cerámicos dispersos, como también se observa alguna mancha negra de materia orgánica descompuesta. Este nivel es muy común de la ciudad de Valencia, y en su tramo más superficial corresponde a los limos de inundación aluviales que fueron transformados en huertas. Su compacidad (equivalente a $8 \leq \text{NSPT} \leq 11$) corresponde a un suelo de consistencia media a firme. Generalmente baja hasta -4,5 y -6,5m de profundidad.
NIVEL II: Gravas areno-limosas	La serie inicial de sedimentos finos queda interrumpida por una capa de gravas areno-limosas. Los cantos son de origen calcáreo, tienen forma subredondeada, y presentan tamaños muy variados, desde gravillas hasta algún bolo disperso, de manera que constituyen un esqueleto mineral aproximadamente continuo. Excepto en lentejones más flojos intercalados, el terreno es muy compacto con golpes entre $32 \leq \text{NSPT} \leq 102$. Generalmente este estrato baja hasta -11 a -13 m de profundidad.
NIVEL III: Limo arcilloso con módulos	En algunos de los sondeos tras las gravas vuelven a cortarse secuencias de suelos finos, fundamentalmente limos arenosos y arcillosos, con unas consistencias y composiciones bastante variables, tanto en profundidad como entre verticales. Su compacidad es variable. Este estrato baja entre aproximadamente -11,5 y -18,5 m en distintos sondeos.
NIVEL IV: Gravas y Gravillas	Último nivel, reconocido en y deducido en otras verticales, y del que tenemos sólo información de su techo en prospecciones cercanas. Se ha descrito como una mezcla de gravas y gravillas muy sucias de finos. Arranca generalmente a 21 m de profundidad (21-24 m) y está caracterizado por Nspt elevados (44) y en penetrómetros dinámicos da rechazo.

La cimentación profunda proyectada inicialmente mediante pilotes, se modificó por cimentación directa mediante una losa maciza de canto 0,75, 1,00 y 1,60 m, dependiendo la zona de carga. En las zonas de núcleos, donde la carga recibida por el terreno era mayor se mejoró el terreno para aumentar la tensión admisible. La losa de cimentación se

encuentra sobre el nivel II con un módulo de balasto vertical de 350 Tn/m³. Se ha ejecutado una pantalla de pilotes perimetral para la contención de tierras en el perímetro de la parcela.

3. Estructura vertical y horizontal

Para la zona situada en la sombra del estadio, en general se propone un sistema de pórticos radiales, constituidos por vigas descolgadas, pilares y núcleos de hormigón armado que recogen la carga del graderío, forjado, fachada y cubierta.

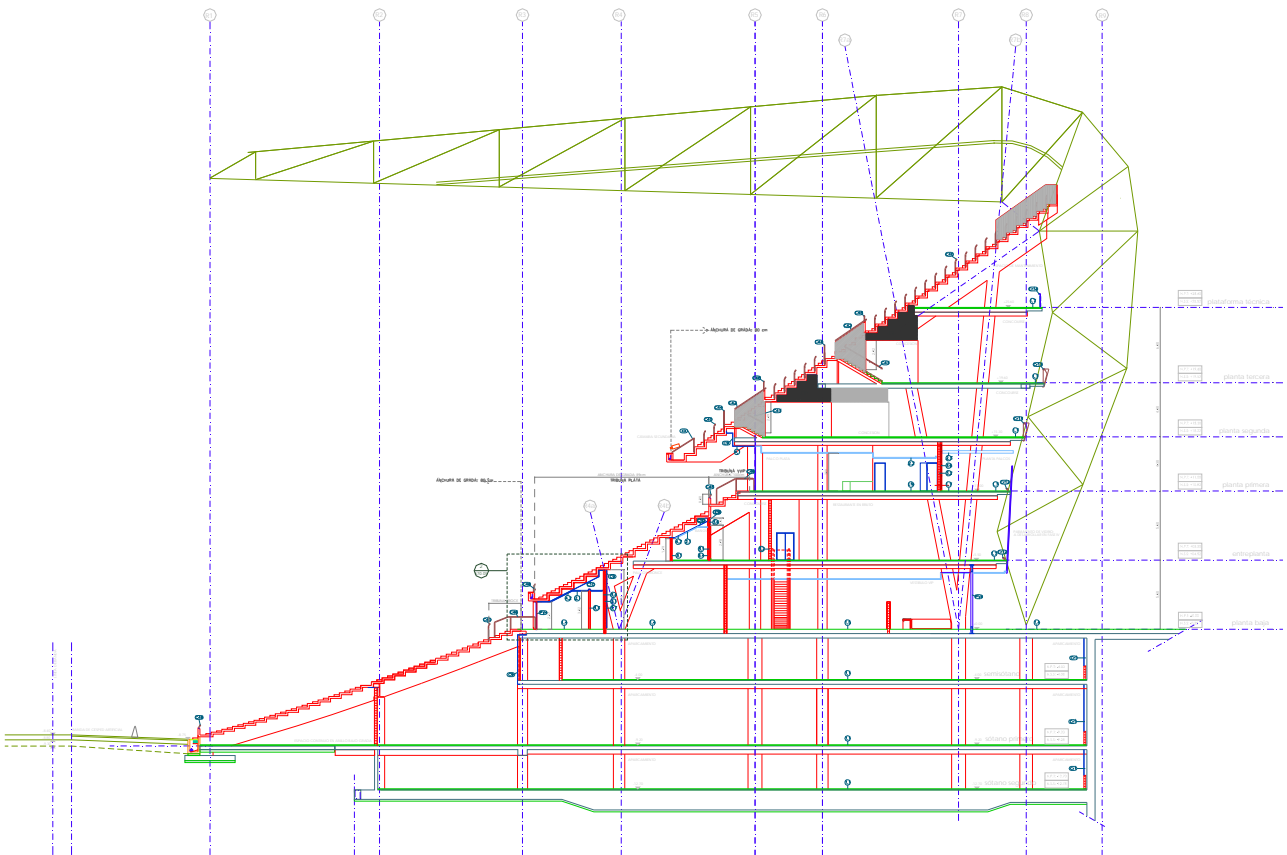


Fig. 2. Sección estadio.

La estructura circunferencial está constituida por losas *in situ* de 0,30 m de espesor o por forjados alveolares de 0,20 m de canto y 0,10 m de capa de compresión, aunque en la planta baja y planta tercera por razones que se describen más adelante se propone la construcción de una losa maciza.

4. Juntas de dilatación

Aunque el anteproyecto proponía cuatro juntas de dilatación dividiendo la elipse que constituye la estructura bajo la sombra del estadio, se propuso la eliminación de tales juntas, al ser más las ventajas que los inconvenientes.

A los efectos de cargas horizontales las cargas debidas a las pantallas se compensan, en términos generales, por la continuidad en compresiones que se garantiza con la eliminación de las juntas del edificio. Además podemos movilizar otros mecanismos resistentes que neutralicen las acciones de la cubierta.

La acción de las deformaciones impuestas, retracción y temperatura, es otra de las acciones horizontales a considerar. Como bien es sabido este es un problema complejo, en el que la poca información científica generada es española y las más importantes realizaciones ejecutadas son españolas. En España, casi todas las realizaciones ejecutadas, con ejemplos muy parecidos al de esta estructura como el estadio Olímpico de Sevilla, la monitorización de estructuras construidas y la investigación publicada ha sido realizada por el equipo redactor del proyecto de ésta estructura.

Los esfuerzos generados por las deformaciones impuestas afectan a los elementos horizontales, las losas o, en este caso particular en algunas plantas, a la capa de compresión de las losas alveolares, y a los elementos estructurales verticales y en este caso debido a la rigidez de los núcleos, afectan fundamentalmente a los núcleos.

La acción a considerar es fundamentalmente la acción que se transmite en la dirección del desarrollo de la elipse. La otra dirección, la dimensión transversal, es siempre moderada y, aunque con cálculos es posible que se puedan manifestar esfuerzos, está aceptado universalmente y por la normativa nacional que hasta longitudes del entorno de los 40.00 a 45.00 m no se considere estos efectos.

A los efectos de esta estructura entonces, el efecto es fundamentalmente en la dirección de la elipse y, debido a la rigidez relativa del núcleo respecto a los pilares, son los núcleos los que producen la mayor coacción.

A estos efectos, los núcleos tienen un esquema estructural de un elemento en voladizo, empotrado en la cimentación y con posibles coacciones horizontales debido a la presencia de los forjados inferiores enterrados. Estos núcleos tienen una rigidez que depende de las características geométricas de la pantalla, la altura, las coacciones y las condiciones de fisuración para las cargas concomitantes, las condiciones de rigidez de la cimentación, etc. A medida que aumenta la fisuración se flexibilizan y disminuye el efecto de los acortamientos de los elementos estructurales.

En estado límite último se acepta que la degradación de la rigidez es tal, especialmente para este tipo de núcleos de gran ductilidad porque trabajan prácticamente a flexión simple con poca influencia del axil, que los efectos de las deformaciones impuestas se amortiguan.

En servicio se requiere una comprobación de las condiciones de fisuración y para ello es muy importante estimar de forma adecuada la rigidez y por lo tanto es importante saber si se puede utilizar la rigidez fisurada para la estimación de los esfuerzos.

Respecto a los elementos horizontales es necesario saber cuál es el efecto que producen las deformaciones impuestas sobre ellos y cuál es la transmisión de estos efectos sobre la estructura. En esta estructura hay que distinguir dos casos: el de las losas macizas y el de los forjados alveolares.

En el caso de la losa maciza, que se fisura por efecto de las cargas verticales que debe soportar, el efecto de las deformaciones impuestas se minimiza. En este caso la retracción y la fluencia junto con la temperatura producen pocas variaciones en la tensión de acero traccionado, por lo que la fisuración debida a las cargas verticales prácticamente no cambia por estos efectos. El efecto de las deformaciones impuestas no afecta prácticamente a las losas, en sí mismas.

Respecto al acortamiento global, que es el que produce el tiro en los elementos verticales, se minimiza, porque las propias fisuras funcionan como juntas de dilatación. Inicialmente la estructura se fisura por cargas verticales y la fibra media de la losa aumenta de longitud, produciendo una fuerza de compresión en la losa. El efecto de las deformaciones impuestas compensa estos alargamientos y, dependiendo de muchos parámetros, puede llegar sólo a compensarlos, entonces no hay acortamiento, o a producir acortamientos, que siempre son menores que los que se producirían si la sección no estuviera fisurada. El efecto es menor en una sección fisurada que en una sección bruta.

Todo este proceso es difícil de representar en el cálculo, especialmente cuando se utiliza un cálculo lineal. Las recomendaciones actuales son no tomar medidas especiales o aumentar las cuantías mínimas de la losa maciza, en las zonas traccionadas, para tener en cuenta el efecto de las deformaciones impuestas sobre la propia losa y corregir la rigidez axil de la losa, para un análisis elástico del efecto de las deformaciones impuestas sobre los elementos verticales.

En relación con el forjado alveolar, el único elemento continuo es la losa de compresión. La capa de compresión en la zona que está comprimida se descomprime y en la zona que está traccionada puede haberse figurado o no.

Si está fisurada por efecto de las cargas exteriores, el efecto de las deformaciones impuestas no existe, porque esa fisura es el impedimento para la continuidad de los efectos de las deformaciones impuestas.

Si no está fisurada por las cargas exteriores la fuerza máxima que puede transmitir es la de la máxima tracción que es capaz de resistir.

En este caso, si se considera que no está fisurada, que es el caso más desfavorable, debe considerarse que la máxima tracción que es capaz de transmitir a los elementos verticales la que es capaz de soportar por la tracción del hormigón, es decir los 0,10 m de espesor que tiene.

En síntesis, las deformaciones impuestas se han considerado para una comprobación en servicio para la combinación cuasi permanente.

5. Interacción estructura metálica-hormigón

A los efectos de las cargas horizontales existen distintos mecanismos, para las distintas cargas, tal como se analiza seguidamente.

En primer lugar, dado el apoyo de la cubierta en la estructura de hormigón, ésta recibe las cargas permanentes, sobrecargas y las de viento. En segundo lugar se consideran las acciones debidas al sismo.

Para las cargas horizontales existen distintos mecanismos independientes y superpuestos, que se han considerado, del lado de la seguridad, es decir, que cada uno puede resistir las cargas provenientes de la cubierta independientemente.

- Primer mecanismo. Los pórticos se han dimensionado para resistir las cargas que reciben de las cerchas de cubierta de forma independiente.
- Segundo mecanismo. Los núcleos resisten todas las cargas de la cubierta, que reciben por la continuidad de la losa en planta tercera y baja, es decir, haciendo trabajar a la losa como un diafragma.
- Tercer mecanismo. Dada la disposición simétrica de los pórticos y la continuidad de la losa situada en planta tercera, ésta puede resistir las cargas horizontales compensadas (mecanismo adicional pero no suficiente).

En el siguiente gráfico se muestra un esquema de la transmisión de cargas de la estructura metálica a la estructura de hormigón.

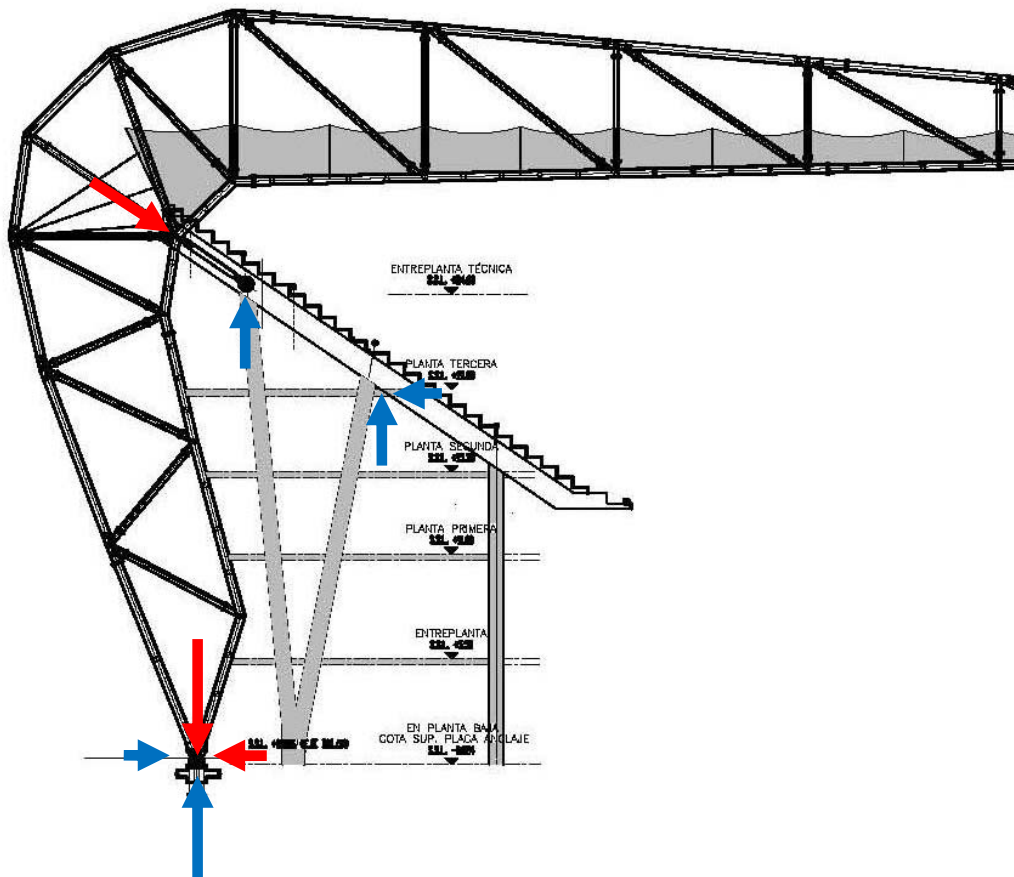


Figura 3. Diagrama de transmisión de las fuerzas a la estructura de hormigón.

Cada cercha metálica apoya en dos vigas portagradas, la carga horizontal de la misma se descompone en dos reacciones paralelas a la anterior y en dos reacciones transversales que están compensadas por la barra metálica transversal. Véase croquis adjunto.

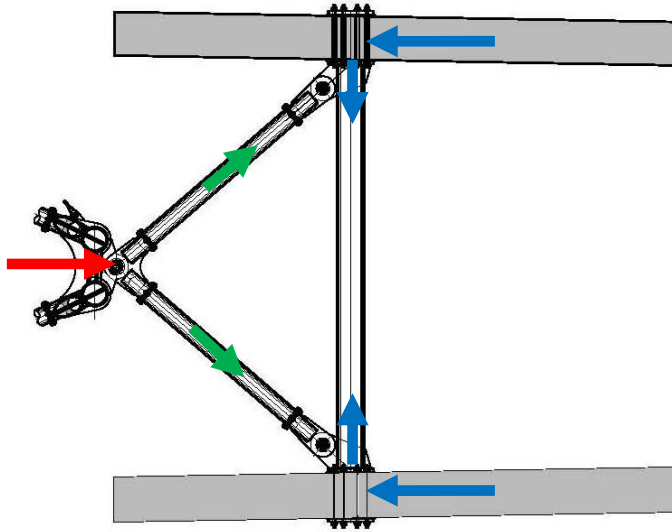


Figura 4. Detalle conexión cubierta metálica con vigas portagrada.

En el croquis adjunto, se describe el flujo de cargas transmitidas por la cubierta metálica a los núcleos a través de la losa de planta baja.

