World's Largest Cricket Stadium

Construction of the structure's large precast concrete elements required microlevel design verification, planning, and monitoring

by Ramamoorthy Eswaran, Kuppuswamy Muralidharan, Muthuvenkatraman Raghupathy, and Venkata Satya Phani Santosh Kumar

The intricate geometry of the portal frame rising from the podium level of Motera Stadium, Ahmedabad, India, is defined by the architects' intent to provide a 360-degree view of the field of play from the podium level. Located 12 m (39 ft) above nearby streets, the podium level serves as an elevated plaza providing traffic-free pedestrian flow to and from the stadium's lower and upper seating bowls, each with a capacity of about 50,000. To ensure rapid entry to and exit from the stadium for spectators, the podium level is accessed from street level via two massive pedestrian staircases.

Motera Stadium was designed by the Australian studio of the sports-architecture firm POPULOUS. As with most stadiums, Motera Stadium's structure consists of exposed concrete. Due to the repetitive nature of the stadium's structural elements, precast concrete was chosen to ensure rapid construction and high-quality finishes. While the design team discretized the precast elements, a strong emphasis was placed on minimizing the number of elements and their joints, and this resulted in large and heavy elements with complex, asymmetrical geometries. These features complicated the casting, transportation, lifting, and erection of the precast elements in the portal frames, necessitating the development of innovative structural designs for rigging the elements during various stages of erection. For each stage, the precast elements were meticulously analyzed, designed, and detailed accordingly.

Structural System

The stadium structure comprises:

- Lower and upper seating bowls;
- A podium level with entry/exit staircases for spectator circulation and concessions and access to the upper and lower bowls;
- An intermediate (upper ground) level below the podium level, providing restrooms; and
- Vomitory staircases for accessing the upper bowl from the podium level.

The oval stadium structure is divided into six segments by radial expansion joints (Fig. 1). Expansion joints also isolate the ramps from the podium level, and a circumferential expansion joint at the junction of the podium and lower bowl isolates the upper bowl from the lower bowl. Twin columns support the structure on either side of each radial joint up to the podium level. At the top of the upper bowl, circumferential beams rest on corbels on the primary radial beams, resulting in a roller boundary condition for each of the circumferential beams at the radial joint. The upper-bowl columns have corbels near the podium level, supporting the lower bowl's radial beams with a roller boundary condition.

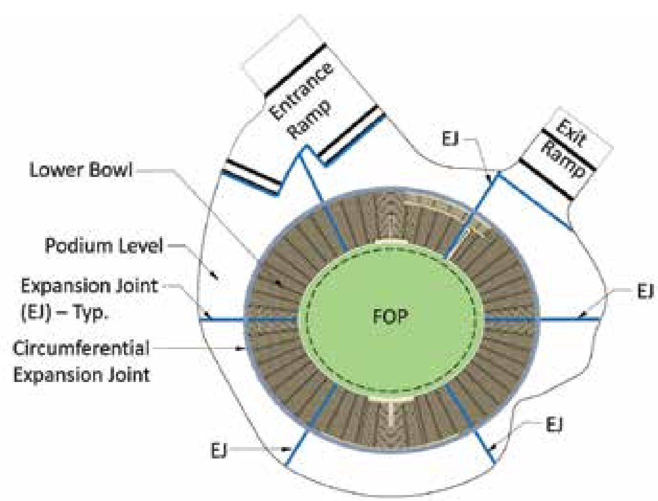


Fig. 1: Lower-bowl and podium-level plan. Radial expansion joints (EJs) break the bowl and podium into six segments, a circumferential expansion joint separates the bowl from the podium, and additional expansion joints separate the ramps from the podium

The structural system for the typical upper-bowl portal frame after discretization comprises Y-columns located on circumferential grids G and H (GY and HY columns), spaced apart and connected with a radial beam at the top (the primary radial beams are labeled PRB 1A and PRB 1B), as shown in Fig. 2 and 3. Five precast circumferential beams connect adjacent portal frames. Due to the large spans between the two primary radial beams, secondary radial beams (SRB) were introduced to reduce the span of the seating units (Fig. 3). The podium level comprises precast radial and circumferential beams with precast hollow-core slab panels. The upper ground level comprises cast-in-place slab and beams supported on cast-in-place columns. Figure 4 shows an overall three-dimensional (3-D) model of the stadium complex without its roof.

The stadium has a structural steel roof comprising fully locked radial cables connected to an inner tension ring cable and an outer compression ring structure. The structure is covered with a membrane consisting of a woven fiberglass fabric coated with polytetrafluoroethylene (PTFE) stretched between the tension ring and the compression ring. The compression ring comprises top and bottom chord members connected with web elements and supported by V-shaped columns, all fabricated from steel tubes (Fig. 5). The steel roof structure is separated from the concrete bowl structure with an isolation joint all around the column. The forces from the steel structure are transferred to concrete columns at the podium level.

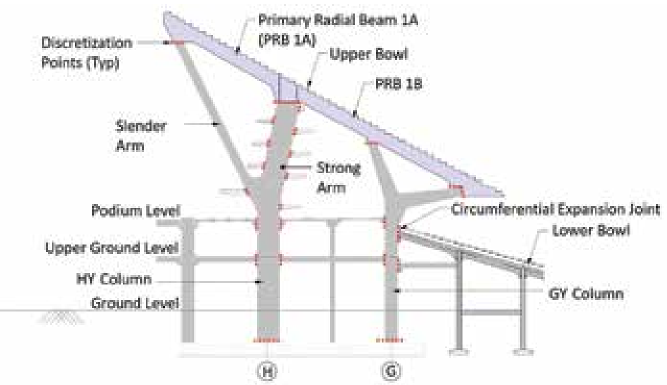


Fig. 2: A typical radial section showing the stadium structure and discretization points on the HY and GY columns

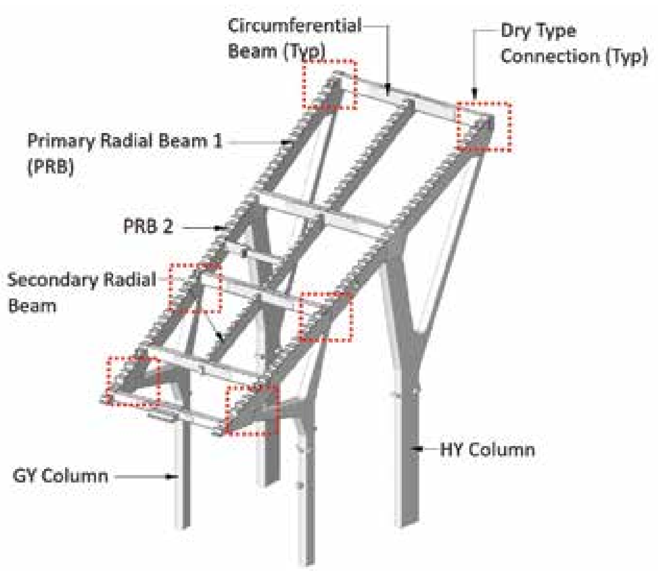


Fig. 3: Three-dimensional view of a typical bay in the upper bowl

Fig. 4: Rendered 3-D computer model of the stadium

Design Loads

The gravity loads (dead and live loads) acting on the seating units are calculated and applied as equivalent uniformly distributed loads (UDLs) on the upper- and lower-bowl beams. The wind loads are calculated and applied as UDLs in the upper- and lower-bowl beams, exposed faces of the columns, and at the podium and upper-ground-floor levels. The seating elements are detailed to allow thermal expansion and contraction by movement joints at the end of each element. The loads were calculated per relevant Indian standard codes IS 875 (Part 1) – 1987,[1] IS 875 (Part 2) – 1987,[2] and IS 875 (Part 3) – 2015.[3] The structure is in Seismic Zone-III per the Indian Code IS 1893 – 2002,[4] and dynamic analysis was performed as per provisions available in IS 1893 – 2002.

Design Life and Durability Criteria

The design life of the stadium is considered 100 years. The durability parameters—namely, concrete grade, reinforcement cover, water-cement ratio (*w/c*), and minimum cement content—were adopted per British standard BS 8500-1:2006 + A1:2012 based on the relevant environmental exposure conditions.[5]

This article is focused on presenting the methods adopted for the design of the large-scale precast elements that form the structural system of the upper bowl of the stadium. The major precast elements—such as the HY and GY columns, the vomitory staircases around the HY column, the primary radial beam, the secondary beams, and the circumferential beams—are explained herein.

HY and GY Columns

The HY and GY columns (Fig. 2 and 3) are asymmetrically shaped elements defined by aesthetic and

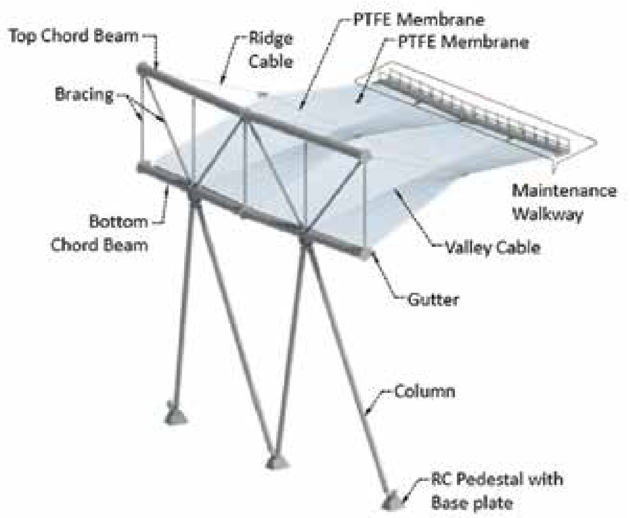


Fig. 5: Rendered view of roof structure above podium level

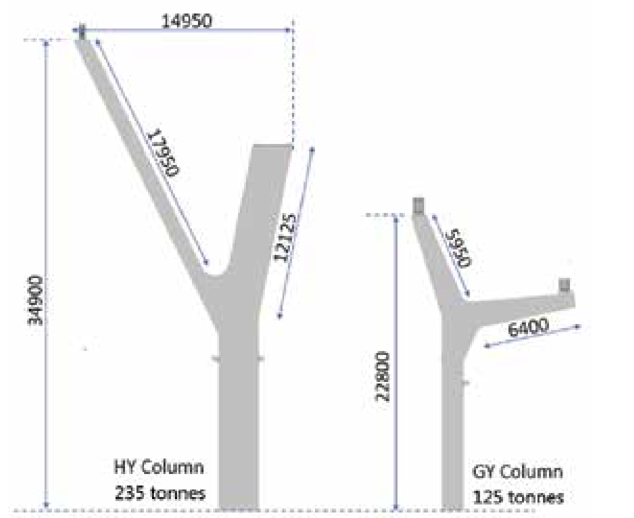


Fig. 6: Dimensions (in mm) and masses (in tonnes) of the HY and GY column units (Note: 1 mm = 0.04 in.; 1 tonne = 2205 lbf)

functional requirements. Each column is a single joint-free element with a connection to the foundation at the bottom and connections to the radial beam at the top of twin arms. The inclination of each arm was based on the optimum forces at beam-column joints and deflection criteria for the beams. Figure 6 shows the sizes and weights of the HY and GY columns.

Why a single piece?

Due to the columns' asymmetrical shape—with a strong base and slender arms—casting multiple smaller pieces of different shapes might have been an easier solution than casting each as a single element. However, erecting these elements in alignment and subsequently connecting multiple pieces at height and with limited tolerances would be a herculean task. Hence, it was proposed to cast each entire column as a single piece.

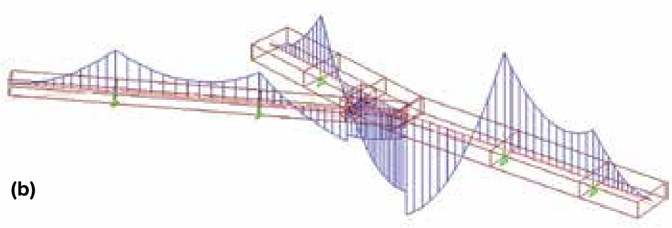
Design processes and constraints

The columns are vertical elements designed for axial forces, biaxial moments, and shear forces. The forces were determined by modeling the structures between radial joints. Members included Y columns in the vertical position, along with primary and secondary radial beams and circumferential beams at the upper-bowl level; radial and circumferential beams at the podium level; and radial and circumferential beams at the upper ground level (Fig. 2 and 3). The beams were designed to provide the necessary lateral support to the column during service (after all the joints were connected, ensuring fixity). However, both the HY and GY columns were also subjected to major forces during various erection stages. The following stages are explained for the HY column, which is the most critically loaded of the column types.

Lifting stage

In this stage, the HY column element (which had not yet achieved its full specified strength) was lifted out of the casting bed and moved to the storage yard (Fig. 7(a)). The lifting points on the element were carefully selected such that stresses were within the permissible limits. An image of the finite element analysis (FEA) model used for analysis is provided in Fig. 7(b).

(a)



(b)

Fig. 7: The very large precast HY column units required special handling: (a) unit being lifted from stacking yard and placed over trailers for transportation; and (b) FEA model showing bending moment diagrams during lifting stage

Fig. 8: A precast column is transported to the erection point using trailers. The long, slender legs of precast column units required strongbacks and braces for erection

Fig. 9: An HY column is lifted by two cranes

Fig. 10: A view of an HY column after erection. During rotation, the column was reinforced with a truss tie between the two arms and a strongback extending along the slender arm

Transporting stage

In this stage, the precast element was transported using a pair of self-propelled trailers from the storage yard to the location where it would be erected in the stadium (Fig. 8). As the execution site elevations were not uniform, the trailers included hydraulic lifts that were used to avoid imposing major differential movements across the trailer base supports. The structural analysis included these support conditions, and the model was checked for strength and serviceability criteria.

Erection stage

This was the most critical stage for each HY column. A bespoke C-shaped clamp assembly was used to rotate the element from the horizontal to the vertical position. This clamp was fixed just above the center of gravity (CG) of the precast element, as this allowed the element to be rotated easily with minimal push and guidance. Each HY column was simultaneously lifted by two cranes—one crane connected to the C-shaped clamp and a secondary crane connected to the bottom of the element for guidance (Fig. 9). During the lift, the secondary crane slowly released the load to enable the rotation of the element from the horizontal to the vertical position.

It was essential to ensure that the slender arm, which is 18 m (59 ft) in length, met strength and serviceability criteria. As the slender arm had insufficient section to act as a cantilever, a temporary strongback, comprising a fabricated structural steel beam, was connected to the slender arm using bolts. The strongback was removed after the column had been tilted to the vertical position. The analysis was carried out using an FEA model representing the slender arm and strongback as a single element with equivalent stiffness, considering the concrete and structural steel elements as a composite structure.

The slender arm also lacked adequate capacity to act as pure cantilever after the column had been tilted to the vertical position. Hence, a temporary tie, consisting of a structural steel truss, was provided to connect the strong arm and slender arm to control deflection at the free end and cracks at the joint with the vertical portion of the column (Fig. 10). The temporary tie was removed after the primary radial beam had been placed and connected on the top of the HY element.

Post-erection stage

Upon tilting to the vertical position, the column element was positioned over the foundation. The column was connected to the foundation using corrugated sleeves that were cast in the column and dowel bars that extended from the column foundation (Fig. 11). The corrugated sleeves in the precast element were positioned over the dowel bars, the column was lowered up to the foundation, and the sleeves were grouted. The grout material was a high-strength grout designed to attain the required strength in less than 24 hours, thereby minimizing the crane handling time.

After the grout at the connection achieved the design strength and a temporary lateral steel truss tie had been connected to the column, the crane support was removed from the column elements. The lateral trusses were provided in both radial and circumferential directions at the intermediate levels, and they connected to adjacent HY and GY columns (which were erected sequentially). The trusses were necessary because the column structure was not capable of cantilevering

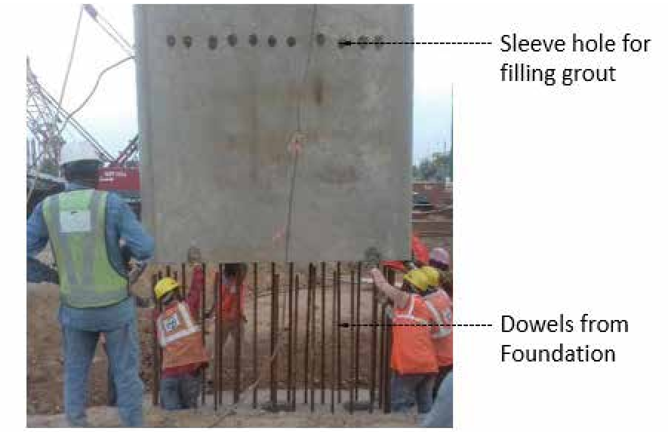


Fig. 11: An HY column is lowered over foundation dowels

35 m (115 ft) above the foundation. After precast beams were connected to the columns in both directions at the top and intermediate levels, the portal action was achieved, and the temporary trusses were removed.

Primary Radial Beam

The GY and HY columns support primary radial beams (PRBs) in the upper bowl (Fig. 2 and 3). The beam-column joints are laterally supported by circumferential beams. Force transfer from the radial beam to the column is achieved by structural steel elements embedded in and extending from the HY and GY columns into pockets formed in the bottoms of the radial beams (Fig. 12). The pockets were sized to provide for erection tolerances and to provide space for grout to flow around the structural steel after erection.

PRB elements were transported to the jobsite on trailers, with support points selected to minimize stresses on the beams. At the jobsite, the beams were rotated to the required angle using bespoke spreader beams, lifted to position the pockets over the structural steel elements in the columns, and carefully lowered until the steel elements were completely embedded in their respective pockets. The beam elements were held by the crane until the pockets had been filled with high-strength grout and the grout had achieved sufficient strength.

Circumferential Beam

The center portions of the circumferential beams were precast concrete with dowel bars extending from both ends. Cast-in-place concrete was used to fill the portion of the circumferential beam between the precast part of the circumferential beam and the PRB. This was achieved by placing the center portions of circumferential beam elements inside specially fabricated steel cages along with necessary materials and machinery, lifting the assembly by crane, and placing the assembly over the PRB elements (Fig. 13). Couplers were used to connect the threaded dowels in the PRB elements with additional reinforcing bars that were lapped with the dowels of the circumferential beam elements. Shear reinforcement was then tied in place, and formwork was assembled around the resulting reinforcing bar cage. This procedure eliminated the need for scaffolding and allowed workers to place concrete 35 m (115 ft) above the street level. After the cast-in-place concrete had achieved adequate strength, the steel cage for each circumferential beam element was removed.

Fig. 12: The columns were produced with structural steel embedments at upper connection points: (a) embedments extending from column end; (b) corresponding pockets in bottom of PRB; and (c) a completed connection of a column end to a PRB

Secondary radial beam

After all the circumferential beam elements were placed and the joint concrete was cast, secondary radial beams (SRBs)

Fig. 13: A precast concrete circumferential beam is lifted into place. The beam is enclosed in a bespoke truss assembly to allow safe completion of cast-in-place connections to the radial frames

were placed over corbels provided in the circumferential beam elements. Both circumferential beam and SRB elements were provided with sleeves, and steel rods were inserted in the sleeves and grouted to resist lateral shear forces (Fig. 14).

After all the grouted and cast-in-place concrete joints had reached their design strengths and SRB elements were erected, the entire portal structure was complete. Then double L-shaped stadia elements were lifted into place between the PRB and SRB elements to complete the upper bowl.

(a)

(b)

Fig. 14: Secondary radial beams (SRBs) were supported on circumferential beams: (a) view of a lower secondary beam; and (b) view of a completed bay

Vomitory staircases

Spectators reach the upper bowl via vomitory staircases. The stairs cantilever from the HY column, creating an aesthetically pleasing but complicated staircase consisting of precast and structural steel. The stair landing consists of a precast slab supported by cantilevered steel beams. The stair slabs are precast concrete supported on the landing slab and cantilevered steel beams. The inserts for fixing the steel beams to the HY columns were embedded in the column at predefined locations during casting. Figure 15 illustrates the completed staircases.

Fig. 15: Vomitory staircases at HY columns

Conclusion

Even though precast design and construction is not a new technology, adopting precast for complex, large-scale elements is not an easy task. Motera Stadium's structure required microlevel design verification, planning, and monitoring during each stage of construction. While large-scale elements minimize the number of elements and joints, handling the individual elements during various stages must be critically analyzed and the elements must be designed accordingly. The world's largest cricket stadium is a complete success in terms of adopting large-scale precast elements by using innovative design, detailing, and erection techniques. This experience has provided us with the confidence to adopt large-scale precast elements of any shape in future.

References

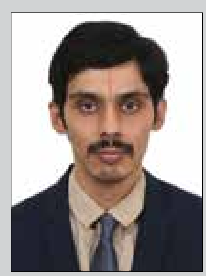
1. "IS 875 (Part 1) – 1987: Code of Practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures, Part 1 Dead Loads — Unit Weights of Building Materials and Stored Materials," Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 37 pp.
2. "IS 875 (Part 2) – 1987: Code of Practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures, Part 2 Imposed Loads," Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 18 pp.
3. "IS 875 (Part 3) – 2015: Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures – Code of Practice, Part 3 Wind Loads," Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 58 pp.
4. "IS 1893 (Part 1) – 2002: Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1 General Provisions and Buildings," Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 39 pp.
5. "BS 8500-1:2006+A1:2012:Concrete. Complementary British Standard to BS EN 206-1. Part 1: Method of Specifying and Guidance for the Specifier," British Standards Institution, London, United Kingdom, Nov. 2006, 66 pp.
6. "Motera Cricket Stadium Roof Design," Walter P Moore, www.walterpmoore.com/projects/motera-cricket-stadium-roof-design. Accessed Aug. 27, 2020.

Selected for reader interest by the editors.

Ramamoorthy Eswaran is the Head of Design (Public Space) at Engineering Design and Research Center (EDRC), L&T Construction, with over 25 years of experience. He received his BE in civil engineering from the Institution of Engineers (India) and his ME in structural engineering from Bharathiar University, Tamil Nadu, India.

Muthuvenkatraman Raghupathy is a Chief Engineering Manager at EDRC, L&T Construction, with over 15 years of experience. He received his BE in civil engineering from the University of Madras and his ME in structural engineering from Madurai Kamaraj University, Tamil Nadu, India.

Kuppuswamy Muralidharan is a Senior Engineering Manager at EDRC, L&T Construction, with over 13 years of experience. He received his BE in civil engineering from the University of Madras, Chennai, India, and his ME in structural engineering from Anna University, Tamil Nadu, India.



Venkata Satya Phani Santosh Kumar is an Engineering Manager at EDRC, L&T Construction, with over 10 years of experience. He received his BE in civil engineering from SRKR Engineering College, Andhra University, Visakhapatnam, India, and his MTech in structural engineering from the National Institute of Technology, Warangal, India.

EL ESTADIO DE CRICKET MÁS GRANDE DEL MUNDO.

La construcción de la más grande estructura de elementos de concreto prefabricado requirió de diseño, verificación, planeación y monitoreo a nivel micro.

Por: Ramamoorthe Eswaran, Kuppuswamy Muralidharan, Muthuvenkatraman Raghupathy, y Venkata Satya Phani Santosh Kumar.

La intrincada geometría del portico que se levanta del nivel de pódium del Estadio Motera, en Ahmedabad, India, fue definida por el intento de los arquitectos de proveer una visión de 360 grados del campo de juego desde el nivel del pódium. Localizado 12 m (39 piés) sobre el nivel de las calles aledañas, el nivel pódium funciona como una plaza elevada que permite el flujo peatonal hacia y desde el estadio hacia sus niveles bajos y la parte elevada de las tribunas, cada una con capacidad de cerca de 50,000 personas. Para garantizar la rápida entrada y salida de los espectadores al estadio, el nivel podium tiene acceso desde el nivel de la calle mediante dos escaleras peatonales con capacidad masiva.

El estadio Motera fue diseñado por la empresa Australiana de arquitectura deportiva POPULOUS. Como con muchos otros estadios, la estructura del Estadio Motera es de concreto aparente. Debido a la repetición natural de los elementos estructurales en un estadio, el concreto prefabricado fue seleccionado para garnantizar un proceso constructivo rápido con acabados de la más alta calidad. Durante el proceso de diseño de los elementos prefabricados, se mantuvo un fuerte énfasis en minimizar el número de elementos y juntas, lo que resultó en elementos grandes y pesados con geometrías asimétricas y complejas. Esto complicó el vaciado, transporte, manejo y erección de los elementos prefabricados de los marcos, lo que requirió del desarrollo de un innovador diseño estructural para el rigidizado de la estructura durante las distintas etapas de erección. Para cada etapa, los elementos prefabricados fueron meticulosamente revisados y analizados, diseñados y detallados para que cumplieran con estos estrictos requerimientos.

Sistema estructural

La estructura del estadio incluye:

- Asientos en el tazón superiores en inferiores
- El nivel de podium con las escaleras de entrada/salida de los espectadores con las debidas circulaciones así como el acceso a concesionarias y a los niveles superiores e inferiores de las graderías.
- Un nivel intermedio (sobre el nivel de piso) pero por debajo del nivel de podium, para la instalación de los servicios sanitarios
- Escaleras de entrada y de salida al nivel superior desde el nivel de podium

La estructura oval del estadio está dividida en seis segmentos por medio de juntas de expansión radial (Figura 1). Estas juntas de expansión igualmente aislan las rampas del nivel podium; de igual manera una junta de expansión periférica entre la unión del nivel de podium y la zona inferior de las graderias, aisla también el nivel del pódium y el nivel superior de la graderías . Columnas gemelas soportan la estructura en cada lado de cada junta radial hasta el nivel podium. En la parte mas alta de la zona superior de las graderías, vigas circunferenciales descansan en ménsulas sobre las vigas radiales primarias, resultando una condición de borde de rodillo el límite para cada una de las vigas circunferenciales en la junta radial. Las columnas de la parte superior de del tazón, tienen ménsulas cerca del nivel de pódium, con el fin de soportar las vigas radiales de la zona inferior de graderías en una condición de borde de rodillos

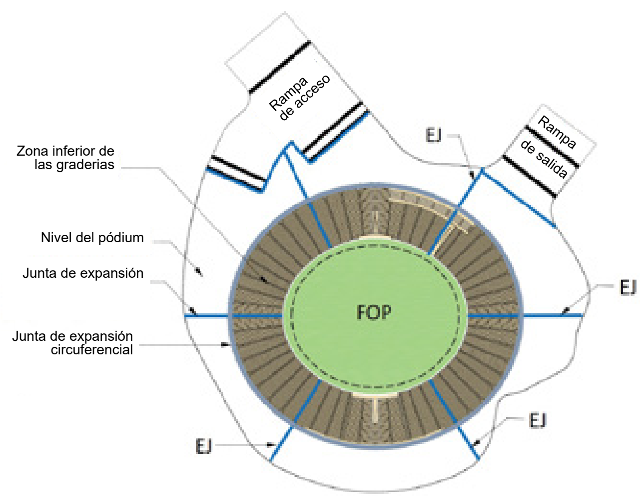


Figura1. Plano de la zona inferior del tazón y del pódium. Las juntas de expansión radiales (EJ) dividen el tazón y el podio en seis segmentos, una junta de expansión circunferencial separa el tazón del podio y las juntas de expansión adicionales separan las rampas del podio

El sistema estructural de los porticos tipo de la zona superior de las las graderías despues de la discretización comprende columnas Y localizadas en los ejes circunferenciales G y H (Columnas GY y HY), espaciadas y conectadas con la viga radial en la parte superior (Las vigas radiales primarias estan etiquetadas como PRB 1A y PRB 1B) según se aprecia en las figuras 2 y 3. Cinco vigas prefabricadas de circunferencia conectan porticos adyacentes.

Debido al gran claro entre las dos vigas radiales primarias, se requirió introducir vigas radiales secundarias (SRB) para reducir los claros en las zonas de gradería (figura 3). El nivel podium incluye vigas prefabricadas radiales y de circunferencia con losas alveolares prefabricadas. El nivel superior del terreno incluye losas y vigas fabricadas in situ y vigas soportadas por columnas también coladas en el lugar. La figura 4 muestra el modelo tridimensional general del estadio (3D) sin el techo del mismo.

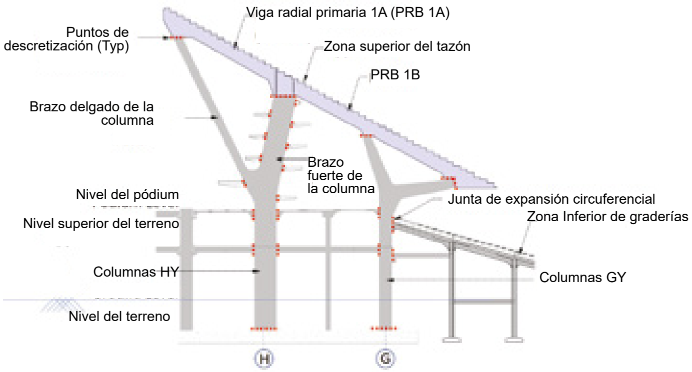


Figura 2: Una sección radial típica que muestra la estructura del estadio y los puntos de discretización en las columnas HY y GY.

El estadio tiene un techo de acero estructural que incluye cables radiales conectados a un anillo de tensión interior de cable, y a un anillo exterior a compresion en la estructura. La estructura está recubierta con una membrana consistente en tela tejida con fibra de vidrio recubierta con polytetrafluoroetileno (PTFE) estirada entre el anillo de tensión interior y el de compresión exterior. El anillo de compresión tiene miembros estructurales superior e inferior conectados con elementos en armadura y soportados por columnas en forma de V, todas fabricadas con tubos de acero. (Figura 5). La estructura de acero del techo está separada de la estructura de concreto del tazón con una junta de aislamiento en cada columna. Los esfuerzos y cargas de la estructura de acero se transfieren a columnas de concreto al nivel de podium.

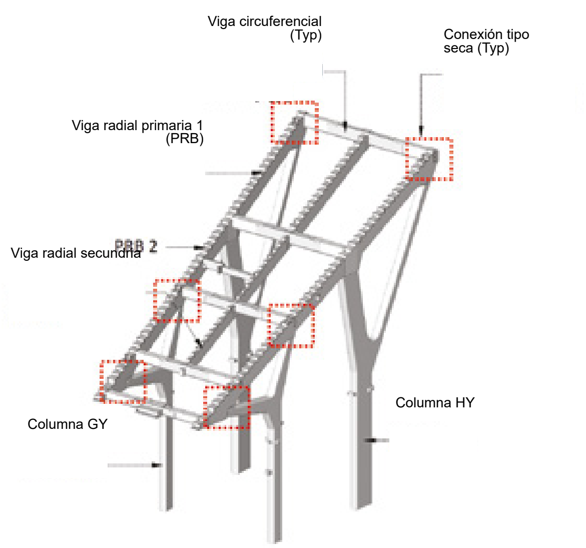


Figura 3: Vista tridimensional de una bahía típica en el cuenco superior

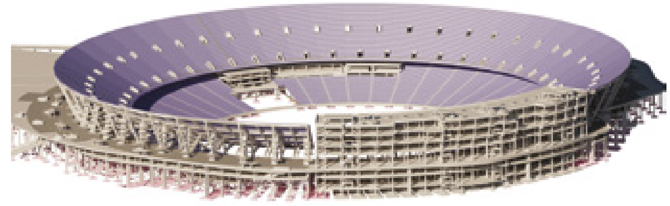


Figura4: Modelo informático renderizado en 3D del estadio

Cargas de diseño

Las cargas gravitacionales (peso muerto y carga viva) que actuan en las áreas de asientos están calculadas y aplicadas como una carga equivalente y uniformemente distribuida (UDLs) tanto en las vigas de la zona superior como en las de la zona inferior de las gradería del tazón . Las cargas de viento están calculadas y aplicadas como UDLs en las vigas de las dos zonas antes mencionadas en el tazón., en las caras expuestas de columnas y en los pisos de los niveles del podium y en el superior. Los elementos del área de asientos están detallados de manera que permitan la expansión y contracción térmica mediante juntas de movimiento en la punta de cada elemento. Las cargas fueron calculadas de acuerdo con las normas de la India correspondientes IS 875 (Parte 1)-1987, [1] IS 875 (Parte 2)-1987,[2] y IS 875(Parte 3)-2015.[3] La estructura está en la zona sísmica III de acuerdo con el reglamento de la India IS 1893 – 2002,4 y el análisis dinámico se realizó de acuerdo con lo previsto en IS 1893-2002.

Criterios de durabilidad y vida útil de diseño

El período de vida útil de diseño que se consideró para el estadio es de 100 años. Los parámetros de durabilidad, es decir, tipo y clase de concreto, recubrimiento del acero de refuerzo, relación agua/cemento (w/c), y contenido mínimo de cemento fueron definidas de acuerdo con las normas Británicas BS 8500 – 1:2006 + AI:2012 en base a las condiciones ambientales de exposición esperadas.

Este artículo se enfoca en presentar los métodos adoptados para el diseño de elementos prefabricados grandes que conforman el sistema estructural de la parte superior del tazon del estadio. Los mayores elementos prefabricados como las columnas HY y GY, las escaleras de desfogue alrededor de las columnas HY, la viga radial primaria, las vigas secundarias y la vigas que conforman la circunferencia serán explicadas en éste documento.

Columnas HY y GY

Las Columnas HY y GY (Figuras 2 y 3) tienen forma asimétrica definida por la estética y por sus requerimientos funcionales. Cada columna es un solo elemento libre de juntas con conexión a la cimentación hacia abajo y con conexiones con las vigas de la circunferencia en la parte superior de ambas ramas de la Y. La inclinación de cada brazo se definió mediante la optimización de esfuerzos en las conexiones viga-columna y por criterios de deflexión en vigas. La figura 6 muestra las dimensiones y pesos de estas columnas HY y GY.

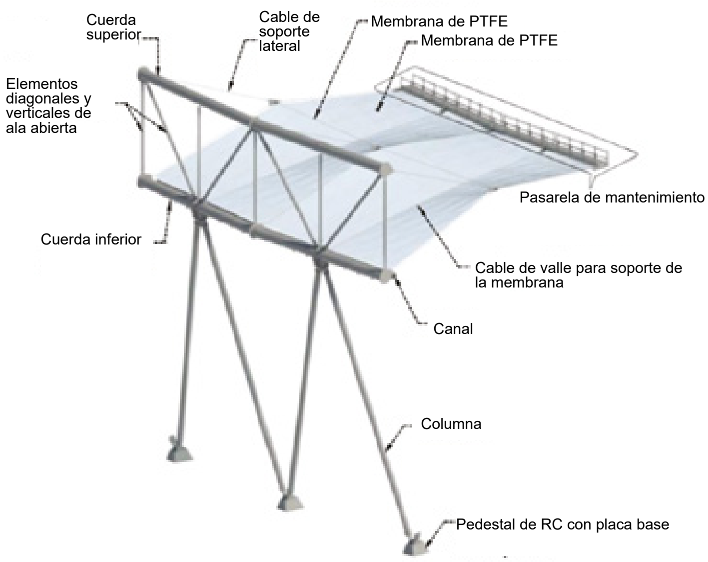


Figura 5: Vista renderizada de la estructura del techo por encima del nivel del podio

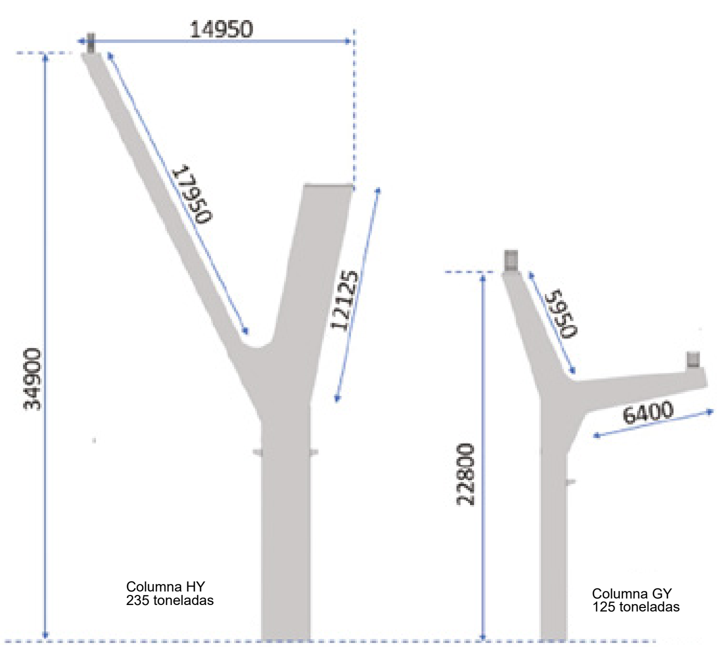


Figura 6: Dimensiones (en mm) y masas (en toneladas) de las columnas HY y GY (Nota: 1 mm = 0,04 pulg .; 1 tonelada = 2205 lbf).

¿Por qué una sola pieza?

Debido a la forma asimétrica de las columnas, conformadas por una base fuerte y brazos delgados: el colado de múltiples piezas más pequeñas de diferentes formas podrían haber sido una solución más fácil que el haber colado cada todas las piezas como un solo elemento. Sin embargo, el trabajo para montar estos elementos a una altura considerable, que asegure una alineación correcta entre las multiples conecciones y con tolerancias limitadas sería un tarea titanica. Razon por la cual, se propuso lanzar cada columna como una sola pieza.

Procesos de diseño y limitaciones

Las columnas son elementos verticales que estan diseñados para soportar cargas axiales, momentos biaxiales y fuerzas cortantes. Las cargas fueron determinadas modelando las estructuras ubicadas entre las juntas radiales. Los elementos incluían columnas Y en posición vertical, asi como vigas radiales primarias y secundarias, y vigas circulares en el nivel superior del tazón; vigas radiales y circulares al nivel del podio; y vigas radiales y circulares en el nivel superior del suelo (Fig. 2 y 3). Las vigas fueron diseñados para proporcionar el apoyo lateral necesario a la columna durante el servicio (después de conectar todas las juntas, asegurando su fijación). Sin embargo, tanto las columnas HY como las columnas GY fueron también sometidas a cargas importantes durante varias etapas del montaje. Las siguientes etapas se explican para la columna HY, la cual, de entre todos los tipos de columnas, es la que tiene la configuracion de carga mas critica.

Etapa de elevación

En esta etapa, la columna HY (que aún no había alcanzado resistencia especificada) se levantó del lugar en donde se colo y se trasladó al patio de almacenamiento (Fig. 7 (a)). Los puntos de izaje en el elemento se seleccionaron cuidadosamente, de manera que los esfuerzos estuviesen dentro de los límites permitidos. Una imagen del modelo de elementos finitos (FEA) que se utilizo para el análisis se presenta en la Fig. 7 (b).

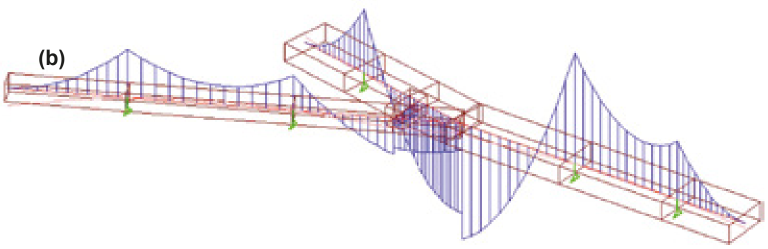


Figura 7: Las columnas HY, las cuales son unidades prefabricadas muy largas requirieron de un manejo especial: (a) unidad que se encuentra en el patio de almacenamiento y que se esta izando para colocarla sobre la plataforma del trailer para el transporte; y (b) modelo FEA que muestra diagramas de momentos flexionantes que se presentan durante el izaje.

Figura 8: Una columna prefabricada es trasportada al punto de montaje usando un trailer. Las piernas largas y delgadas de cada unidad de las columnas prefabricadas necesita apoyos fuertes, así como tensores para su montaje.

Figura 9: Una columna HY es levantada por dos grúas.

Figura 10: Vista de una columna HY después del montaje. Durante la operación, la columna fue reforzada por una armadura entre ambos brazos.

Etapa de transporte

En esta etapa, el elemento prefabricado fue transportado usando un par de remolques con autopropulsión desde el patio de maniobras hasta el lugar en donde se instalaría en el estadio (Figura 8). Como las elevaciones del suelo en el lugar de ejecución no eran uniformes, los remolques incluían elevadores hidráulicos que servían para evitar movimientos diferenciales importantes en la base de los soportes del remolque. El análisis estructural incluyó estas condiciones de apoyo y se verificó el modelo estructural en cuanto a criterios de resistencia y servicio.

Etapa de erección

Esta etapa fue la más crítica para las columnas HY. Fue utilizado unas abrazaderas en forma de C para poder rotar el elemento de una posición horizontal a una vertical. La posición de esta abrazadera coincide con el centro de gravedad (CG) del elemento prefabricado, ya que esto favorecía para rotar el elemento con la mínima fuerza y guía. Cada columna HY fue levantada simultáneamente por dos grúas, una de ellas conectada a la abrazadera en forma de C y una grúa secundaria conectada a la parte inferior del elemento que servía como guía (Figura 9). Durante la operación, la grúa secundaria soltó lentamente la carga para permitir la rotación del elemento de una posición horizontal a una vertical.

Era esencial asegurarse de que el brazo delgado, que mide 18 m (59 pies) de largo, cumpliera con los criterios de resistencia y servicio. La sección del brazo era muy esbelta e insuficiente para actuar como un voladizo, por lo que un elemento de acero estructural tuvo que ser empleado como refuerzo temporal, este respaldo fue retirado una vez efectuada la operación. El análisis de esta condición se realizó con un modelo FEA que representa al brazo de concreto y el refuerzo de acero como un elemento único de sección compuesta.

El brazo delgado tampoco contaba con la capacidad adecuada para actuar en voladizo puro en la posición vertical, por lo tanto, un refuerzo que consistía en una armadura de acero entre ambos brazos tuvo que ser empleada (Figura 10) para controlar la deformación en el extremo libre, así como el agrietamiento en la articulación con la parte vertical de la columna. Este refuerzo temporal fue retirado una vez que la viga radial primaria fue colocada y conectada con la parte superior de la columna HY.

Etapa posterior a la erección

Al colocarse el elemento en la posición vertical y sobre la cimentación. La columna fue conectada a la cimentación usando el acero de refuerzo colocado en la columna y el propio de la cimentación (Figura 11) y el elemento que los unió fue una lechada de alta resistencia. Esta lechada fue diseñada para garantizar su resistencia en menos de 24 horas, minimizando así el tiempo de operación de la grúa.

Una vez que la lechada en la conexión logró su resistencia de diseño y la armadura de acero temporal lateral había sido conectada a la columna, el soporte de la grúa se retiró.

Los elementos laterales fueron colocados también tanto en la dirección radial como perimetral y así, se lograron conectar las columnas HY y GY adyacentes (las cuales fueron erigidas secuencialmente).

Los elementos descritos eran necesarios porque la estructura de la columna no era capaz de resistir un voladizo de 35 m (115 pies) sobre la cimentación. Una vez que todas las vigas prefabricadas fueron conectadas a las columnas en ambas direcciones, en la parte superior y niveles intermedios, se logró un comportamiento de marco y las armaduras pudieron ser retiradas.

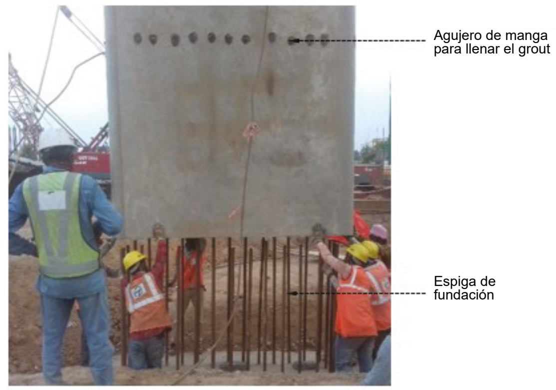


Figura 11: Una columna HY se baja sobre anclajes de acero en la cimentación

Fig. 12: Las columnas se fabricaron con elementos de acero estructural empotrados en puntos de conexión superiores: (a) muestra elementos empotrados que se extienden desde el extremo de la columna; (b) muestra los huecos correspondientes en la parte inferior del PRB; y (c) muestra una conexión completa de un extremo de columna a un PRB.

Viga Primaria Radial

Las columnas GY y HY soportan vigas primarias radiales (PRBs) en las graderías superiores (Fig. 2 y 3). Las juntas viga-columna están lateralmente soportadas por vigas circunferenciales. La transferencia de fuerzas de la viga radial a la columna es conseguida mediante elementos de acero estructural embebidos en y extendiéndose desde las columnas HY y GY hacia huecos formados en los fondos de las vigas radiales (Fig. 12). Los huecos fueron dimensionados para proveer las tolerancias de izaje y para proveer espacio para que la lechada pueda fluir alrededor del acero estructural posterior al izaje.

Los elementos PRB fueron transportados al sitio de trabajo en camiones, con puntos de soporte seleccionados para minimizar los esfuerzos en las vigas. En el sitio de trabajo, las vigas fueron rotadas al ángulo requerido utilizando vigas de suspensión hechas a la medida, levantadas para posicionar los huecos sobre los elementos de acero estructural en las columnas, y cuidadosamente bajadas hasta que los elementos de acero estuvieran completamente embebidos en sus respectivos huecos. Los elementos de viga fueron sujetados por la grúa hasta que los huecos habían sido llenados con la lechada de alta resistencia y la lechada había alcanzado suficiente resistencia.

Viga Circunferencial

Las porciones centrales de las vigas circunferenciales fueron de concreto prefabricado con pasadores extendiéndose desde ambos extremos. Concreto colado en sitio fue utilizado para llenar la porción de la viga circunferencial entre la parte prefabricada de la viga circunferencial y la PRB.

Esto fue conseguido al colocar las porciones centrales de los elementos de vigas circunferenciales dentro de jaulas de acero especialmente fabricadas junto con materiales y maquinaria necesaria, levantando el arreglo con grúa, y colocando el arreglo sobre los elementos PRB (Fig. 13). Fueron utilizados acopladores para conectar los pasadores roscados en los elementos PRB con barras de refuerzo adicionales que fueron traslapados con los pasadores de los elementos de vigas circunferenciales. Posteriormente fue ajustado en su lugar el refuerzo a cortante, y las cimbras fueron ensambladas alrededor de la jaula resultante de barras de refuerzo. Este procedimiento eliminó la necesidad de andamiaje y permitió a los trabajadores colocar concreto a 35 m (115 pies) sobre el nivel de la calle. Después de que el concreto colado en sitio había alcanzado la resistencia adecuada, la jaula de acero para cada elemento de viga circunferencial fue removida.

Fig. 13: Colocación de una viga circunferencia de concreto en el lugar. La viga está encerrada en un conjunto de armadura medida para permitir la terminación segura de las conexiones coladas en el sitio a los marcos radiales.

Viga radial secundaria

Después de que se montaron todos los elementos de la viga circunferencial y se coló el concreto de la junta, se colocaron vigas radiales secundarias (SRB) sobre las ménsulas provistas en los elementos de la viga circunferencial. Tanto la viga circunferencial como los elementos SRB fueron proporcionados con conectores tipo manguitos, se insertaron las varillas de acero en los conectores y se colocó lechada para resistir las fuerzas de corte laterales (Figura 14).

Después de que todas las juntas de concreto enlechadas y coladas en sitio alcanzaron su resistencia de diseño y se erigieron los elementos SRB, se completó toda la estructura del portal. Luego se colocaron elementos del estadio en forma de L dobles entre los elementos PRB y SRB para completar el tazón superior.

Figura 14: Se apoyaron vigas radiales secundarias (SRB) sobre vigas circunferenciales: (a) vista de una viga secundaria inferior; y (b) vista de un pórtico completo.

Escaleras de emergencia

Los espectadores llegan al tazón superior a través de escaleras de acceso y salida. Son escaleras en voladizo desde la columna HY, creando una escalera estéticamente agradable pero complicada, que consta de elementos prefabricados y acero estructural. Los descansos de la escalera consisten en una losa prefabricada sostenida por vigas de acero en voladizo. Las losas inclinadas de la escalera son de concreto prefabricado apoyado en los descansos y vigas de acero en voladizo. Las preparaciones para fijar las vigas de acero a las columnas HY se incrustaron en la columna en ubicaciones predefinidas durante su producción. La Figura 15 ilustra las escaleras terminadas.

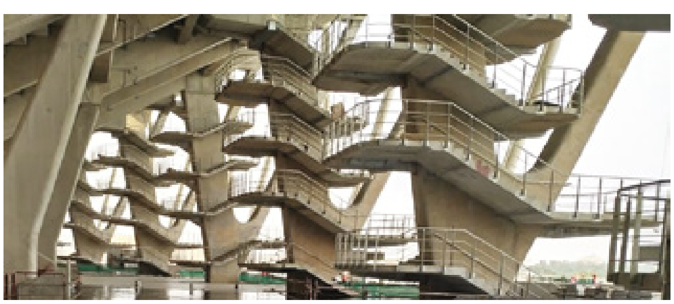


Fig.15: Escaleras de acceso y salida en columnas HY

Conclusión

A pesar de que el diseño y construcción con prefabricados no son una nueva tecnología, adoptar al prefabricado para elementos complejos a gran escala no es una tarea fácil. La estructura del Estadio Motera requirió la verificación del diseño a micro-nivel, planeación y monitoreo durante cada etapa de construcción. Mientras que los elementos a gran escala minimizan el número de elementos y juntas, manejando los elementos individuales durante varias fases, deben ser analizados críticamente y los elementos deben ser diseñados en conformidad. El estadio de críquet más grande del mundo resultó ser un éxito total con relación a la inclusión de elementos prefabricados de gran escala, mediante la aplicación de un diseño, detallado y técnicas de montaje innovadores.

Esta experiencia nos ha brindado la confianza de utilizar en el futuro elementos prefabricados de gran escala de toda forma.

Referencias

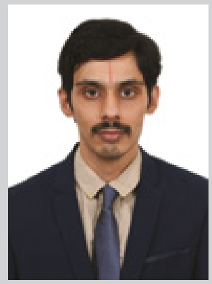
1. "IS 875 (Part 1) – 1987: Code of Practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures, Part 1 Dead Loads – Unit Weights of Building Materials and Stored Materials", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 37 pp.
2. "IS 875 (Part 2) – 1987: Code of Practice for Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures, Part 2 Imposed Loads", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 18 pp.
3. "IS 875 (Part 3) – 2015: Design Loads (other than Earthquake) for Buildings and Structures – Code of Practice, Part 3 Wind Loads", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 58 pp.
4. "IS 1893 (Part 1) – 2002: Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures, Part 1 General Provisions and Buildings", Bureau of Indian Standards, New Delhi, India, 39 pp.
5. "BS 8500-1:2006+A1:2012: Concrete. Complimentary British Standard to BS EN 206-1. Part 1: Method of Specifying and Guidance for the Specifier", British Standards Institution, London, United Kingdom, Nov. 2006, 66 pp.
6. "Motera Cricket Stadium Roof Design", Walter P Moore, www.walterpmoore.com/projects/motera-cricket-stadium-roof-design. Accessed Aug. 27, 2020.

Seleccionadas por los autores para el interés del lector.

Ramamoorthy Eswaran es el Director de Diseño (Espacio Público) en el Centro de Ingeniería de Diseño e Investigación (EDRC por sus siglas en inglés), L&T Construccion, con más de 25 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil de la Institution of Engineers (India) y su M.I. especializado en ingeniería estructural de la Bharathiar University, Tamil Nadu, India.

Kuppuswamy Muralidharan es Gerente Sr. De Ingeniería en EDRC, L&T Construction, con más de 13 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil de la University of Madras, Chennai, India; y su M.I. especializado en ingeniería estructural de la Anna University, Tamil Nadu, India.

Muthuvenkatraman Raghupathy es Director de la Gerencia de Ingeniería en EDRC, L&T Construction, con más de 15 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil de la University of Madras y su M.I. especializado en ingeniería estructural de la Madurai Kamaraj University, Tamil Nadu, India.



Venkata Satya Phani Santosh Kumar es Gerente de Ingeniería en EDRC, L&T Construction, con más de 10 años de experiencia. Recibió su licenciatura en ingeniería civil del SRKR Engineering College, Andhra University, Visakhapatnam, India, y su MTech especializado en ingeniería estructural del National Institute of Technology, Warangal, India.

Artículo 2.- Correspondió a la Sección Centro Sur de México.

Título: El estadio de Cricket más grande del mundo.

Traductor: Ing. Ana Patricia García.

Revisor técnico: M en C Alma Reyes Zamorano