

Lima Centro de Convenciones: Una estructura singular en zona de alta sismicidad.

Lima Convention Center: a singular seismic resistant building structure

Jose Antonio Fernández Usón

Arquitecto

Idom

jfu@idom.com

Javier Álvarez de Tomás

Arquitecto

Idom

jat@idom.com

Raúl Ríos Jiménez

Ingeniero civil

R. Ríos J. Ingenieros SRL.

rrios@rriosingenieros.com

Javier Gómez Mateo

Arquitecto, Máster Estructuras

Universidad Politécnica de Madrid

jgm@bernabeu.net

Alejandro Bernabeu Larena

Doctor ingeniero de caminos, canales y puertos

Universidad Politécnica de Madrid

abl@bernabeu.net

RESUMEN

Inaugurado en octubre de 2015 para la reunión del Banco Mundial y el Fondo Monetario Internacional, el Lima Centro de Convenciones (LCC), es uno de los mayores hitos de la construcción en Suramérica. Es una obra de gran singularidad tanto en sus aspectos arquitectónicos como estructurales, que ha sido tanto diseñada como construida en el breve plazo de año y medio. Tiene una planta rectangular de 100x60 metros, sin juntas de dilatación, y una altura total de 47 metros sobre rasante. La estructura salva luces de más de 40 metros con espacios a doble altura concatenados espacialmente. Además, dada la ubicación del proyecto en una zona de elevada sismicidad, la estructura está sometida a importantes esfuerzos horizontales.

ABSTRACT

Recently opened in October 2015 for the World Bank and International Monetary Fund meeting, the Lima Convention Centre (LCC) is a major milestone in South American construction. The building presents a great architectural and structural singularity, and was designed and erected in just one and a half years. LCC has a rectangular shape in plan, with dimensions of 100 x 60 meters, and a total height of around 47 meters. The structure has therefore to save big spans of more than 40 meters. Besides, being located in a high seismicity area, the building is submitted to very important horizontal efforts.

PALABRAS CLAVE: estructura sismorresistente, edificación singular, Lima Centro Convenciones

KEYWORDS: seismic resistant structure, singular building, Lima Convention Center.

1. Introducción

El proyecto y la construcción del Lima Centro de Convenciones (LCC) se enmarcan en el contexto del compromiso que el Estado Peruano adquirió con el Banco Mundial y con el Fondo Monetario Internacional para celebrar en Lima la Junta de Gobernadores del año 2015, vinculando este evento a la mejora y ampliación de la infraestructura de congresos en la capital peruana [1].

Estratégicamente situado en el Centro Cultural de la Nación (CCN) –junto al Museo de La Nación, el Ministerio de Educación, la nueva sede del Banco de La Nación o la huaca de San Borja–, el LCC fue diseñado para responder a cuatro objetivos estratégicos: ser un motor cultural y económico del país, representar un lugar de encuentro en el corazón de la capital enraizado en la cultura colectiva peruana, convertirse en un hito arquitectónico singular, flexible y tecnológicamente avanzado, y finalmente, ser el detonante de la transformación urbana del CCN y de su entorno próximo (Fig. 1).

Cerca de 15.000 m² de superficie neta se corresponden con las 18 salas de convenciones multifuncionales de diversa dimensión y proporciones –desde 3.500 a 100 m²–, que permiten la asistencia de 10.000 personas a eventos simultáneos. El resto del programa se completa con cuatro plantas de estacionamiento bajo rasante, además de diversos usos sobre rasante que dan apoyo a las salas de conferencias como áreas de traducción y gestión general del centro, almacenes y aseos, talleres y espacios de mantenimiento y distribución de material, cocinas y áreas de restauración, espacios expositivos, cafeterías y áreas de esparcimiento. Todo ello genera una superficie total construida de 86.500 m².



Figura 1. Lima Convention Center. Vista exterior.

2. Planteamiento arquitectónico

El volumen general se organiza en tres estratos físico-temporales claramente diferenciados, relacionados simbólicamente con la historia del país, el tiempo y la memoria:

El *presente*, representado por el gran vacío inferior -*Salas de la Nación*- que acoge las dos salas transformables de alrededor de 1.800 m², una de las cuales se abre completamente al espacio urbano al recogerse los paneles acústicos que conforman su perímetro, generando una plaza

urbana cubierta de más de 2.500 m². El *pasado*, el corazón del proyecto, un espacio exterior inspirado en una gran huaca -*Salón de Lima*- generada de forma natural por la disposición y diferencias de altura de las salas de convenciones (Fig. 2). El *futuro*, un gran volumen vítreo -*Sala Internacional de las Naciones*-, un espacio de convenciones altamente tecnificado que invita al resto del mundo a acercarse a Perú por su capacidad de emprendimiento y su prometedor futuro.

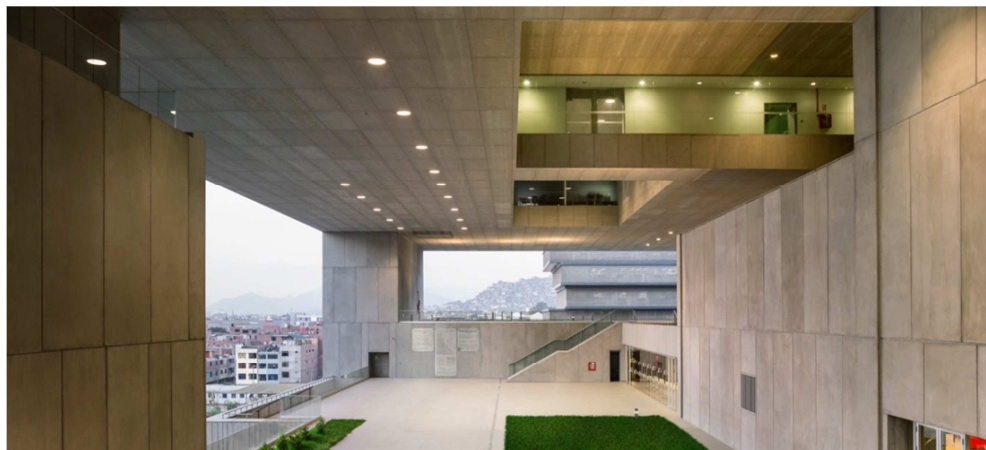


Figura 2. Huaca. Zona exterior / interior del LCC.

La flexibilidad operativa y funcional es una clave en el diseño integral del LCC y está orientada a maximizar el éxito económico y social del proyecto. Prácticamente todas las salas pueden ampliarse o reducirse gracias a los paneles acústicos que las limitan, posibilitando diversas configuraciones espaciales.

Técnicamente, la condición inexcusable de que la gran sala de 5.250 m² con capacidad para 3.500 personas permaneciese libre de pilares -unida a la inconveniencia sísmica de utilizar estructuras apeadas- convierte a la propuesta conceptual y estructural en un reto, puesto que obliga a situar la gran sala en el último nivel. Ubicar un volumen cubierto del tamaño de un campo de fútbol a más de 30 metros de altura supone un desafío no sólo para el planteamiento estructural, sino también para la resolución de la movilidad interna –acceso y evacuación- del edificio.

3. Configuración estructural global

Las principales singularidades estructurales del edificio se deben los amplios espacios con dobles y triples alturas vinculados con zona exterior de la “huaca”, así como en los distintos espacios interiores libres de apoyos intermedios en particular la principal sala de convenciones en el último nivel del edificio que, desde el origen del diseño, se ha asimilado a construir un “campo de futbol a más de 30 m. de altura”.

Estas dos singularidades implican importantes irregularidades en el volumen y definen la configuración estructural del edificio, teniendo en cuenta las importantes cargas sísmicas que la estructura debe soportar. Primero, las grandes aperturas en los forjados generan importantes discontinuidades en los diafragmas horizontales, así como un desplazamiento del centro de rigidez en relación con el centro de masas. Además, los espacios interiores libres de apoyos verticales generan múltiples discontinuidades en la transferencia de la carga así como la aparición de grandes luces estructurales (hasta 40 m. en el caso de la principal sala de convenciones). El espacio libre de apoyos que conforma la principal sala de convenciones genera a su vez una

importante concentración de masas en los niveles superiores, sobre el espacio volcado hacia el exterior que constituye la apertura de la “huaca”.

Teniendo en cuenta estas irregularidades y singularidades se ha considerado un macrosistema estructural. Así, el principal sistema resistente frente a acciones sísmicas se configura mediante cuatro núcleos de hormigón armado, estratégicamente localizados en las esquinas del edificio, al que se añade un quinto núcleo en uno de los lados longitudinales (opuesto a la amplia apertura de la “huaca”). Estos núcleos rígidos se conectan en el nivel superior mediante una gran estructura en celosía que delimita en sus cuatro lados la principal sala de convenciones del edificio. El sistema de pórticos metálicos se conecta a su vez rígidamente a los núcleos de hormigón, creando un sistema estructural de gran rigidez en ambas direcciones horizontales (Fig. 3).

Estos macropórticos se complementan con un conjunto de pórticos rígidos interiores, ubicados en distintos niveles y que contribuyen a la distribución de los esfuerzos estructurales y al control de los desplazamientos horizontales, así como soportan distintos efectos locales debidos a la discontinuidad del diafragma o a la discontinuidad de apoyos verticales (Fig. 4).

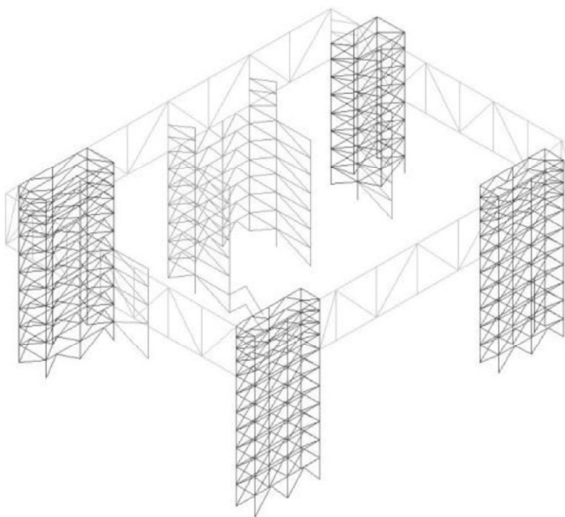


Figura 3. Macroestructura. Pórticos rígidos (núcleos de hormigón / celosías metálicas) en ambas direcciones.

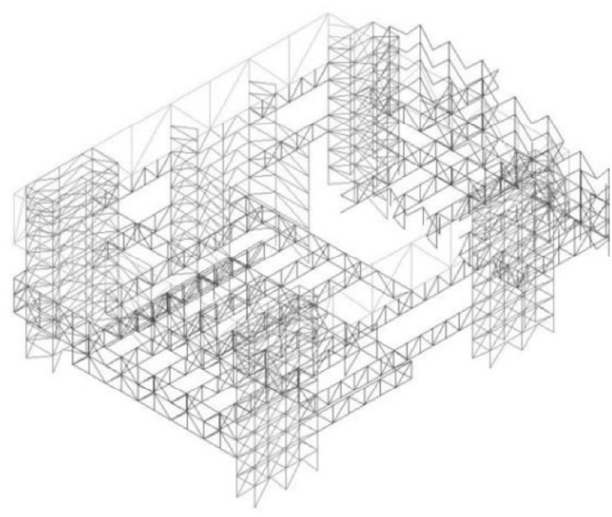


Figura 4. Estructura completa resistente frente a los esfuerzos horizontales debidos a las acciones sísmicas.

Debido al exigente y ajustado programa, la elección de los materiales y sistemas estructurales para los forjados está determinada por la agilidad y velocidad de puesta en obra. En este sentido elementos de hormigón prefabricado (pilares, vigas y prelosas) se han implementado para los niveles bajo rasante, mientras que soluciones mixtas mediante acero laminado (dada su ligereza en comparación con hormigón armado vinculada a la reducción de masas sísmicas a movilizar) se han considerado para los niveles sobre rasante.

4. Comportamiento frente a acciones sísmicas

4.1. Parámetros sísmicos y análisis global

4.1.1. Parámetros sísmicos

Los parámetros que determinan la acción sísmica a considerar en la estructura los agrupamos en tres familias: factores dependientes del emplazamiento, factores dependientes de la estructura y factores estadísticos [3].

Como factores dependientes del emplazamiento tenemos dos parámetros: por un lado, la aceleración básica en roca (Peak Ground Acceleration) que, dada la ubicación del presente proyecto en pleno cinturón circumpacífico en donde ocurren el 90% de los sismos a nivel mundial [4], tiene una magnitud de entre 0.4g y 0.45g (m/s^2). Por otro lado las características geotécnicas del subsuelo, dado que éste es un suelo tipo GP-GM según el SUCS (USCS) conformado por grava pobremente graduada, con presencia de bolones y bolonerías y matriz de arena fina limosa no cohesiva, es un suelo de elevada capacidad portante con resistencias a compresión superiores a los 4 kg/cm^2 , teniendo por lo tanto un suelo de gran rigidez que no amplifica la aceleración sísmica de cálculo siendo el factor de suelo el correspondiente en la norma local a un suelo tipo S_1 [5].

Como factores dependientes del propio sistema estructural tenemos tres parámetros principales: los periodos fundamentales según la dirección de análisis y vinculados a los modos principales de vibración que en la presente estructura son los de traslación en el eje de referencia. Así el modo 1, traslación en el eje Y, tiene un periodo $T_y=0.789$ s, con un porcentaje de masa movilizada del 72.59% y el modo 2, traslación en el eje X, tiene un periodo $T_x=0.581$ s, con un porcentaje de masa movilizada del 75.22%. El segundo parámetro es la masa de la edificación que, teniendo en cuenta las masas a movilizar (50% de la sobrecarga de uso), determina una masa total de 453911.40 kN. Como último factor dependiente de la propia estructura tenemos la ductilidad o capacidad de disipación de energía del sistema, en este caso el sistema está conformado por núcleos de concretos combinados con pórticos de acero por lo que se determina una ductilidad inicial de 6. Dada la irregularidad del sistema se procede a establecer una minoración de la ductilidad en un 25% factor de 3/4, considerando además un amortiguamiento del 3% del amortiguamiento crítico.

Por último, como factores estadísticos se parte de un periodo de retorno de 475 años que determina una probabilidad de excedencia de la acción de cálculo de un 10% en 50 años. Dada la singularidad de la edificación, en la que se reúne una gran cantidad de personas, se clasifica como edificación importante que implica un nuevo periodo de retorno de cálculo de 975 años o una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años, mediante la mayoración del sismo de cálculo por el factor 1.3.

4.2. Estructura resistente vertical. Macropórtico

Los cortantes basales que deben ser resistidos por la estructura para cada eje horizontal son: teniendo en cuenta el análisis estático lineal, de $V_x= 143.926,67$ kN y $V_y= 111.555,70$ kN; y teniendo en cuenta el análisis dinámico lineal, de $V_x= 134.572,30$ kN y $V_y= 100829.84$ kN, cumpliendo en este caso con un mínimo del 90% del cortante basal mínimo indicado en el apartado anterior. Del mismo modo los momentos torsores globales ocasionados por las fuerzas antes indicadas y debido a las diferencias entre los centros de masas y de rigidez son $M_t, V_x = 174.763,95$ mkN y $M_t, V_y = 181.687,99$ mkN.

Como se ha comentado la estructura resistente vertical está conformada por cuatro grandes núcleos de concreto reforzado, al que se añade un quinto núcleo en forma de U, unidos entre sí por una potente celosía de 14.65m de canto en cabeza y celosías de 4.65m en los niveles intermedios (Fig. 5). Los esfuerzos debidos a las acciones sísmicas en los núcleos se muestran a continuación en la tabla 1:

N1	$V_x = 29.627,60 \text{ kN}$	$V_y = 13.376,44 \text{ kN}$
	$M_x = 309.648,59 \text{ mkN}$	$M_y = 746.355,98 \text{ mkN}$
N2	$V_x = 31.506,70 \text{ kN}$	$V_y = 17.289,22 \text{ kN}$
	$M_x = 329.641,37 \text{ mkN}$	$M_y = 741.758,22 \text{ mkN}$
N3	$V_x = 39.177,85 \text{ kN}$	$V_y = 26.560,60 \text{ kN}$
	$M_x = 641.690,98 \text{ mkN}$	$M_y = 956.491,35 \text{ mkN}$
N4	$V_x = 20.595,51 \text{ kN}$	$V_y = 25.203,59 \text{ kN}$
	$M_x = 464.786,94 \text{ mkN}$	$M_y = 428.458,30 \text{ mkN}$
N5	$V_x = 21.855,81 \text{ kN}$	$V_y = 19.555,32 \text{ kN}$
	$M_x = 288.468,37 \text{ mkN}$	$M_y = 615.992,91 \text{ mkN}$

Tabla 1. Esfuerzos en núcleos de hormigón

En total los núcleos recogen un cortante en el eje X de $V_x = 142763.35 \text{ kN}$ que supone casi el 100% del total y en el eje Y $V_y = 101985.15 \text{ kN}$ lo que supone un 91% del total lo que está vinculado al hecho de que en este eje Y aparecen una serie de arriostramientos de acero en continuidad con el núcleo en U que recogen parte del esfuerzo cortante total.



Figura 5. Pórticos principales, núcleos de hormigón y celosías perimetrales.

Las grandes celosías que vinculan a los núcleos en cabeza permiten un reparto de esfuerzos horizontales entre los mismos y un control de las deformaciones debidas a los esfuerzos horizontales, posibilitando de este modo un adecuado comportamiento en servicio de la estructura al minimizar las afecciones al conjunto de elementos no estructurales presentes en el edificio. Los desplazamientos máximos debidos a los esfuerzos horizontales de origen sísmico se muestran a continuación en la tabla 2, destacando tanto los desplazamientos totales en cada nivel como los de entrepiso.

H (m)	δx (m)	δy (m)	Δx (m)	Δy (m)	% $h_i - h_{i-1}$	% $h_i - h_{i-1}$
42.65	0.059	0.106	0.031	0.032	2.204	2.304
32.55	0.028	0.073	0.004	0.011	0.957	2.373
27.90	0.023	0.062	0.005	0.014	1.091	2.971
23.25	0.018	0.049	0.005	0.014	1.006	2.920
18.60	0.014	0.035	0.005	0.013	0.989	2.709
13.95	0.009	0.022	0.004	0.010	0.764	2.140
9.30	0.005	0.012	0.003	0.008	0.642	1.649
4.65	0.002	0.005	0.002	0.005	0.523	1.038

Tabla 2. Desplazamientos horizontales debidos a las acciones sísmicas

Como se puede observar la distorsión máxima entre pisos es del 2.3‰ con un valor máximo de 30 mm en la planta de cubierta con una diferencia entre niveles de 10m. El desplome de la estructura es de 110 mm que equivale a un 2.5‰ de la altura total del edificio. Siendo de este modo los desplazamientos muy inferiores a lo esperable si se tiene en cuenta únicamente los elevados esfuerzos sísmicos a los que se ve sometida la estructura y si se contemplara únicamente la rigidez de los cuatro núcleos en voladizo, sin el efecto de la conexión entre los núcleos con las celosías metálicas perimetrales en el nivel superior. Esta conexión genera unos megapórticos rígidos en ambas direcciones, como ha sido explicado anteriormente, lo que se demuestra de gran importancia para el adecuado comportamiento global del sistema estructural.

4.3. Estructura resistente horizontal. Diafragmas

Se considera la configuración de diafragma rígido dado el sistema constructivo empleado en las losas mediante chapa colaborante con vertido de concreto in-situ de 15cm de espesor. Los distintos niveles presentan una gran presencia de huecos, debido al uso del edificio dotado de salas de conferencias con dobles alturas, y una gran irregularidad horizontal, dado que estos huecos son además de grandes dimensiones. Esto ha requerido un análisis detallado del efecto diafragma para poder controlar la transferencia de esfuerzos horizontales de origen sísmico a los núcleos resistentes verticales situados en el perímetro (Fig. 6).

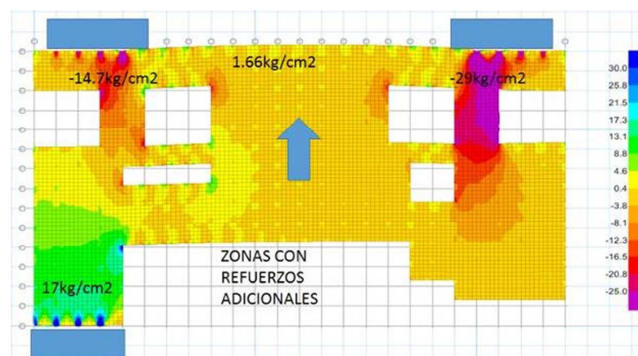


Figura 6. Análisis del diafragma horizontal frente a esfuerzos sísmicos.

La vinculación de los distintos diafragmas con los núcleos perimetrales se realiza mediante unas potentes celosías con un canto de 4.65m (altura entre niveles) que ayudan a sustentar las salas en dobles alturas y conectan tanto transversal como longitudinalmente con los núcleos de concreto reforzado.

Este sistema estructural unido a la ubicación de los núcleos en el perímetro del edificio posibilita, a pesar de la irregularidad horizontal que presentan los diversos diafragmas presentes en la estructura, que la diferencia entre los centros de masas y los centros de rigidez de cada nivel se vea reducida, disminuyendo de este modo la elevada excentricidad torsional a la que se podría haber visto sometido el sistema resistente horizontal. Del mismo modo la diferencia de posición de los centros de masas y de rigidez entre las distintas plantas se ve compensada controlando por lo tanto el comportamiento global del sistema frente a los esfuerzos horizontales de origen sísmico. La tabla 3 muestra las fuerzas sísmicas actuando en cada nivel, V_x y V_y , así como las excentricidades entre los centros de masas y de rigidez, e_x , e_y :

	V_x (kN)	V_y (kN)	e_x (m)	e_y (m)
L32.55	32957.82	25535.92	2.96	2.84
L27.90	33092.51	25521.19	4.27	3.64
L23.25	22512.39	16229.43	3.80	7.47
L18.60	17076.05	13380.56	1.76	0.65
L13.95	13234.61	9124.39	4.35	0.39
L9.30	16161.80	15295.84	2.15	1.99
L4.65	8891.49	6468.36	2.16	2.72
	140380.59	106218.90		

Tabla 3. Esfuerzos horizontales y excentricidades

4.4. Núcleos, celosías y uniones de anclaje

4.4.1. Núcleos de hormigón armado

Como se ha indicado más de 90% del cortante basal es resistido mediante los núcleos de concreto reforzado. Se emplea un concreto de calidad 350kg/cm^2 y acero de refuerzo de 4200Kg/cm^2 en espesores variables desde los 45cm a los 100cm de espesor. La tabla 4 muestra las dimensiones de los mismos en cota +0.00, así como su capacidad resistente a cortante conforme a ACI 318-11.09.3 ($\phi=0.60$) [6]:

Núcleo	X (m)	Y (m)	e_x (cm)	e_y (cm)	$V_{Rd,x}$ (kN)	$V_{Rd,y}$ (kN)
N1	20.30	6.20	70	85	66984,98	24842,42
N2	20.20	6.20	70	85	66655,00	24842,42
N3	29.5	8.70	70	100	97342,70	41011,21
N4	14.70	8.70	70	85	48506,36	34859,53
N5	25	9.25	50	85	29462,08	37063,29
V_{ed} (kN)					308951,13	162618,88

Tabla 4. Núcleos de hormigón. Capacidad a cortante

El armado longitudinal y transversal de los mismos es en cuatro capas mediante $\phi 1/2''$ y $\phi 5/8''$ con separaciones de 10cm y 15cm. En zonas de borde mediante refuerzos de $\phi 1''$ estribados mediante $\phi 3/8''$ cada 20cm.

4.4.2. Uniones celosías – núcleos

Las celosías metálicas que vinculan los diafragmas con los núcleos resistentes son de acero laminado Grado 50 (3515kg/cm^2), salvan luces de hasta 60m y en algunos casos aparecen celosías de gran luz que actúan como apoyo de celosías a distinto nivel trabajando de manera

similar a una estructura recíproca. El punto más singular es la unión entre estos elementos metálicos y los núcleos de concreto (Fig.7 y 8).



Figura 7. conexión núcleos de hormigón / celosías metálicas

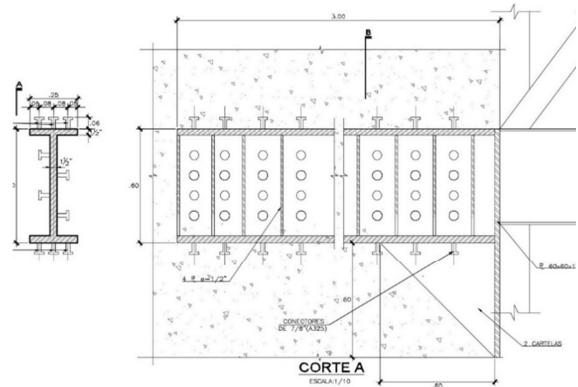


Figura 8. inserto de celosía metálica en núcleo de hormigón

Estas uniones están fuertemente solicitadas tanto a carga vertical como a esfuerzos horizontales. La solución adoptada consiste en insertar unas llaves de cortante dentro del muro de concreto que transmite los esfuerzos en las tres direcciones. La unión más solicitada presenta esfuerzos axiales de 14430.20 kN, cortantes de 15740.00 kN y momentos debido a la excentricidad de la carga de 3935.00 mkN. La unión se conforma mediante una chapa de anclaje de 1" de espesor para recoger las celosías y un perfil laminado de espesores de 1½" y conectores de 7/8".

4.4.3. Uniones de anclaje

La unión de la estructura sobre rasante en acero laminado con la estructura bajo rasante en concreto reforzado se realiza mediante placas de anclaje con pernos registrables en caso de sismo (Fig. 9). Los esfuerzos de cortante a los que se ven sometidas estas placas oscilan entre los 50kN de las columnas menos solicitadas hasta los 1325 kN de la columna con mayor sollicitación de cortante sísmico. Los esfuerzos de flexión oscilan entre los 100 mkN y los 2950 mkN de la columna más solicitada. En cuanto a los esfuerzos axiales el rango va desde las 350 kN a los 36375 kN del axil de compresión máximo.



Figura 9. Conexión de arranque con anclajes expuestos

5. Conclusiones

El Lima Centro de Convenciones (LCC) es uno de los mayores hitos en la construcción suramericana, debido tanto a su configuración arquitectónica como a su singularidad estructural, y dado el breve plazo de tiempo en el que se ha desarrollado tanto su diseño como su construcción en menos de 18 meses.

El sistema estructural principal, formado por unos megapórticos rígidos (configurados mediante núcleos de hormigón y celosías metálicas) que engloban completamente el volumen del edificio en ambas direcciones, constituye un interesante ejemplo de macroestructura resistente a sismos. Éste dota al edificio de la estabilidad necesaria, así como del control de los desplazamientos horizontales, minimizando el efecto de las diferentes irregularidades y discontinuidades del edificio.

Finalmente, es importante destacar la interesante y provechosa colaboración que se ha establecido para el desarrollo del proyecto entre una constructora brasileña (OAS), una compañía de ingeniería española (IDOM) y una consultora de ingeniería de estructuras peruana (Raúl Ríos).

6. Datos del proyecto

Ciente: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS)

Constructora: CONSTRUTORA OAS S.A. Sucursal Perú.

Arquitectura: IDOM (arquitectos: Tono Fernández Usón, César Azcárate, Javier Álvarez de Tomás).

Gestión de proyecto: IDOM (Javier Álvarez de Tomás).

Ingeniería de estructuras (fase de diseño): IDOM (Alejandro Bernabeu, Javier Gómez, Mónica Latorre) / R. Ríos J. Ingenieros SRL.

Ingeniería de estructuras (fase de desarrollo): R. Ríos J. Ingenieros SRL (Raúl Ríos) / IDOM.

Magnitudes principales:

Volumen de hormigón: 32.330 m³.

Acero de refuerzo: 3.500 t.

Acero laminado: 8.000 t.

Steel deck: 36.600 m².

Área construida: 86.000 m² (35.000 m² bajo rasante)

Referencias

- [1] Perú construye (ed.). Centro Convenciones de Lima. Estructura desafiante. *Perú construye*. 2015, ed. 36: 40-49.
- [2] Gómez Mateo, J. Latorre Rodríguez, M. Lima Convention Centre. In Bernabeu, A., Fuentes. P. De qué hablamos cuando hablamos de estructuras. *Instituto Juan de Herrera*. 2015: 71-83.
- [3] WILSON, Edward L. Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering. United States: Computers and Structures, Inc., 1998.
- [4] Kious, W. J., Tilling, R. I. This dynamic earth: the story of plate tectonics. *USGS Publications Warehouse*. 1996
- [5] Reglamento Nacional de Edificaciones, Estructuras Diseño sismoresistente, RNE norma E.030.
- [6] Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-11)