

Estructura de la estación intermodal Bir Mourad Raïs (Argel)

Structure of the Bir Mourad Raïs intermodal station (Algiers)

Domingo Lorenzo Esperante^a, José Ramón González de Cangas^{b,*}
y José Antonio Crespo Martínez^c

^a Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, SILGA, S.L., Madrid, España

^b Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, SILGA, S.L., Santander, España

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc., SILGA, S.L., Madrid, España

Recibido el 20 de julio de 2016; aceptado el 6 de septiembre de 2016

Disponible en Internet el 10 de diciembre de 2016

Resumen

En este artículo se describen las características más significativas de la estación intermodal Bir Mourad Raïs de Argel, los aspectos más relevantes del diseño estructural adoptado y los criterios seguidos en el análisis, en particular los correspondientes a la consideración de la acción sísmica. Finalmente se aborda el dimensionamiento de los diferentes elementos, especialmente los cajones y pantallas de hormigón, con una descripción de las condiciones de ductilidad requeridas y los cálculos llevados a cabo para verificar su cumplimiento.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Diseño sismorresistente; Estructuras singulares; Vibraciones; Ductilidad; Hormigón confinado; Códigos internacionales

Abstract

In this article the most significant features of the Bir Mourad Raïs Intermodal Station, in Algiers, are described, as well as the most important aspects of the structural design and the characteristics of the analysis, in particular those corresponding to the consideration of the seismic action. Eventually the dimensioning of concrete elements, especially box and sheet walls, is explained, establishing the ductility requirements and the calculations performed to verify its fulfillment.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Seismic design; Singular structures; Vibrations; Ductility; Confined concrete; International standards

1. Introducción

La estación intermodal denominada Gare Routière Bir Mourad Raïs, en Argel, se encuadra dentro de un amplio conjunto de proyectos de infraestructuras planificadas por las autoridades argelinas con el fin de mejorar la circulación de vehículos en la capital del país.

La singularidad arquitectónica del edificio (fig. 1), junto con sus considerables dimensiones en planta y el hecho de estar

ubicado en una zona con un riesgo sísmico muy elevado, han condicionado poderosamente tanto el diseño de la solución estructural adoptada, cuanto el dimensionamiento de sus diferentes elementos.

La arquitectura y el proyecto general de la estación fueron llevados a cabo por la empresa española Tecnia Ingenieros, que en el año 2012 encargó a la firma SILGA el desarrollo de la solución estructural.

En este artículo se describen las características más importantes del edificio, los factores que han condicionado en mayor medida la elección de la tipología estructural y los aspectos más relevantes de los cálculos y dimensionamientos llevados a cabo.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: j.r.g.de.cangas@silga.es (J.R. González de Cangas).



Figura 1. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Vista general.

2. Descripción general de la estación

2.1. Características del edificio

El edificio de la estación consta de dos partes claramente diferenciadas: por un lado, el edificio propiamente dicho y, por otro, la cubierta. A su vez, el edificio propiamente dicho, que consta de seis plantas (dos situadas por debajo del nivel 0 o nivel de calle y tres por encima de este), se configura de modo diferente de las plantas inferiores a las superiores (fig. 2).

De nivel 0 (nivel principal) para abajo, la superficie construida tiene una forma cuasi-elíptica (se trata más bien de un óvalo), con 174 m de eje mayor y 110 m de eje menor (fig. 3), limitado el contorno por un muro perimetral de cierre que contiene las tierras y a través del cual se diseñan una serie de accesos y salidas de servicio y emergencia.

Tanto la planta -2 (nivel de losa de cimentación) como la planta -1 (es decir, las dos plantas de sótano) están destinadas esencialmente a aparcamiento de vehículos ligeros, uno de los usos para los que ha sido proyectada esta construcción.

El nivel 0, o nivel principal (fig. 4), constituye el acceso a la estación propiamente dicho, donde se centralizan los servicios de autobuses y taxis Inter Wilayas, que es el uso principal del edificio. En todo su perímetro exterior se ubican las zonas de taxis y las dársenas de autobuses, con un área anexa destinada a operaciones de mantenimiento, mientras que la zona central está destinada a oficinas y diferentes servicios para los usuarios.

Las tres plantas superiores (figs. 5 y 6) están retranqueadas respecto a las primeras, y se diseñan siguiendo el contorno de una «elipse» homotética de la principal, que cubre una superficie de $130 \times 61 \text{ m}^2$, a modo de dos franjas longitudinales de 20 m de ancho cada una, en torno a un gran hueco central situado bajo el lucernario de la cubierta, con la particularidad de que en el primer nivel se proyectan, además, dos accesos peatonales directos que independizan estas plantas de la estación propiamente dicha (fig. 5).

Las dos primeras plantas (niveles +1 y +2) están destinadas exclusivamente a zonas comerciales (tercer uso del edificio), mientras que el último nivel (+3) acoge diferentes instalaciones y equipos necesarios para el adecuado funcionamiento y servicio de la estación.

Respecto a la configuración geométrica en alzado (fig. 2), las alturas entre las caras superiores de los forjados de las distintas plantas son de 4,20 m en ambos sótanos y en torno a los 6,00 m en el resto del edificio.

Por encima del forjado del tercer nivel se sitúa la estructura de cubierta, con una altura máxima respecto a dicho forjado de 11,50 m o, lo que es igual, con una altura respecto al nivel principal del orden de los 30 m.

2.2. Características generales de la estructura

Se describen en este apartado, en primer lugar, los condicionantes que han tenido una mayor relevancia en la elección de la solución estructural para el edificio y cubierta de la

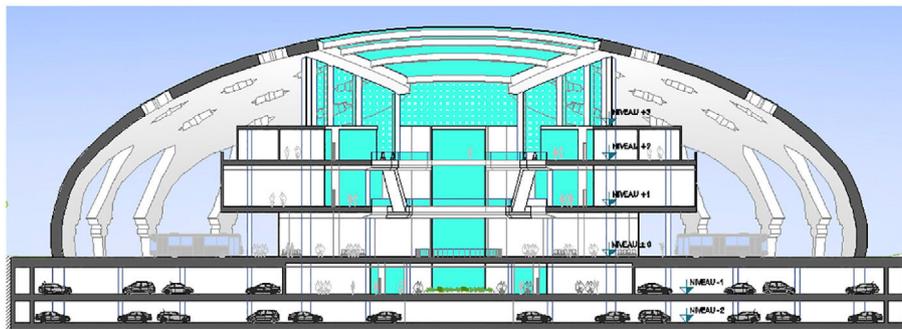


Figura 2. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Sección transversal del edificio.

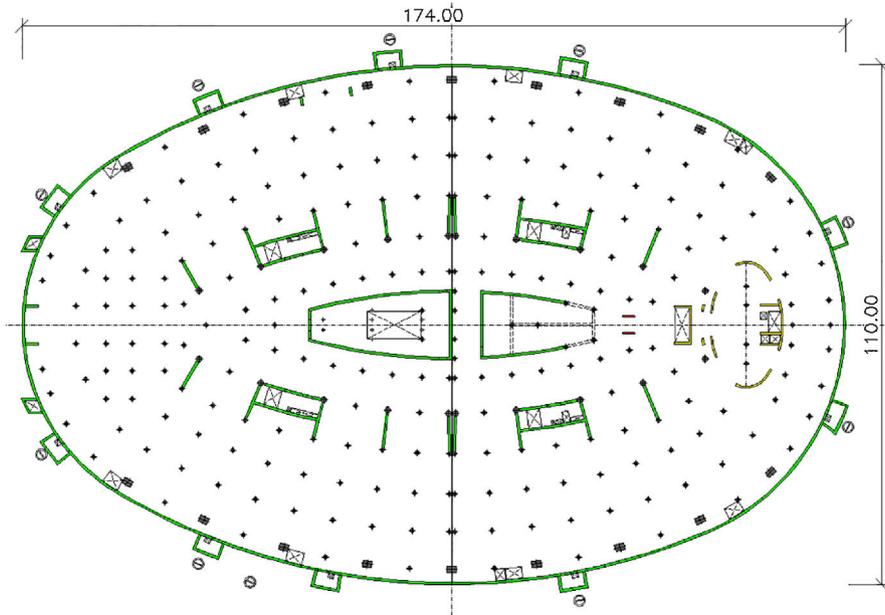


Figura 3. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Plantas -2 y -1.

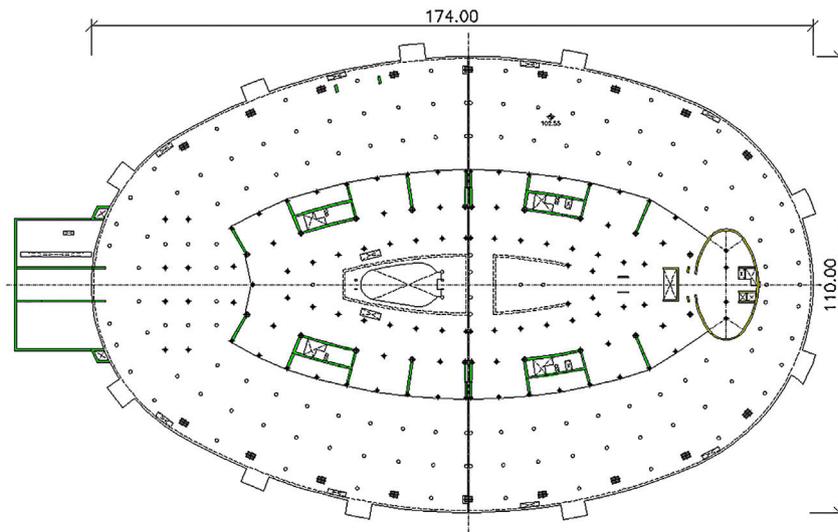


Figura 4. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Planta 0.

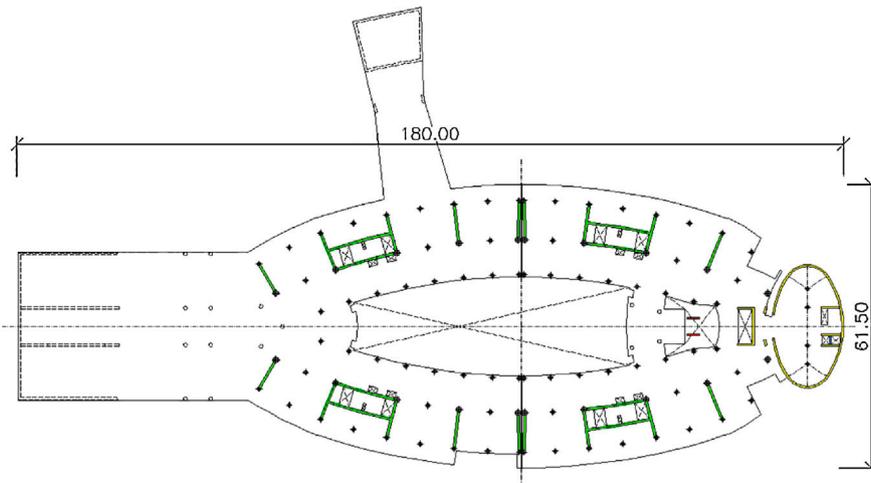


Figura 5. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Planta +1.

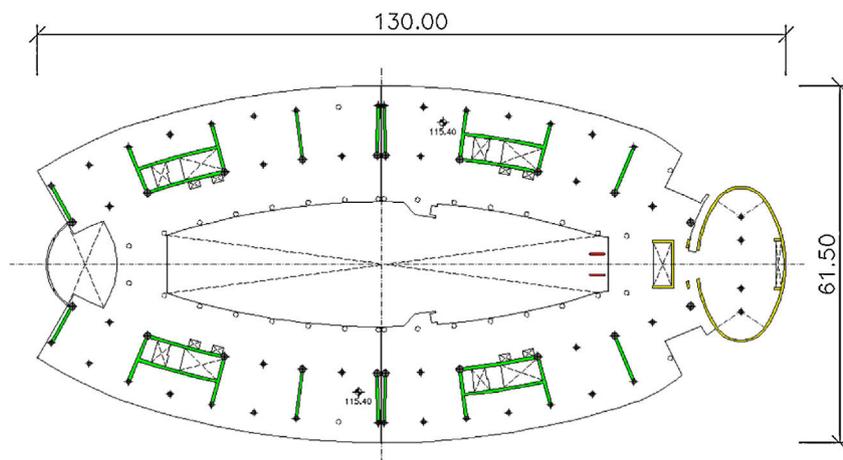


Figura 6. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Plantas +2 y +3.

estación, y a continuación, las características más importantes de la estructura.

2.2.1. Condicionantes arquitectónicos y funcionales

Las características del diseño del edificio y sus dimensiones, junto con los requisitos funcionales inherentes al objeto para el que se proyecta, así como la configuración tan diferente entre los dos niveles inferiores y los tres superiores, han condicionado la elección de la solución estructural, tanto para el edificio propiamente dicho como para su cubierta, elemento este último que quizá más contribuye a la singularidad de la construcción.

Por una parte, la sustentación de los arranques de dicha cubierta se lleva a cabo en un conjunto de $2 \times 9 = 18$ pilares, dispuestos perimetralmente y paralelos al contorno exterior de la elipse, a una distancia de 2,70 m de dicho borde y con una separación entre sí de 18 m, conformando los 8 arcos que se abren a la dársena de autobuses (fig. 1). Dichos pilares se empostran en la losa de cimentación y se prolongan 5,95 m por encima del nivel 0.

Por otra parte, los requerimientos derivados de los aparcamientos en las dos plantas de sótano, con la consiguiente circulación de vehículos, así como los espacios necesarios en la planta principal, donde se ubican las dársenas de autobuses, condicionan la pauta que se debe seguir en la disposición del resto de pilares del edificio, teniendo en cuenta, además, que solo una parte de ellos (ligeramente inferior a la mitad) se prolongan hasta las plantas superiores, mientras que el resto mueren al nivel de la planta principal (nivel 0).

Se ha partido (fig. 3) de una separación de 9,00 m entre los pilares correspondientes al perímetro «exterior» donde se ubican los que sustentan los apoyos principales de la cubierta, intercalando uno adicional entre cada dos de estos, siguiendo el contorno elíptico, y el resto se ha dispuesto según elipses homotéticas de la anterior, configurando una especie de retícula con dos direcciones: una «longitudinal», con 6 alineaciones paralelas al referido contorno de la elipse y separación máxima de 9,00 m, y otra «radial», con 39 alineaciones perpendiculares a las primeras y separación máxima de 8,50 m. La ubicación de los pilares más interiores viene condicionada por el lucernario diseñado en la estructura de cubierta.

El resultado de la disposición de pilares adoptada es de una notable regularidad, objetivo que, dado el riesgo sísmico del emplazamiento, se ha tratado de conseguir, tanto en planta como en alzado, en la distribución de masas y rigideces de la estructura (figs. 3-6).

2.2.2. Condicionantes del emplazamiento

Cuando se habla de los condicionantes del emplazamiento de la estación, estos tienen que ser analizados desde dos puntos de vista: el primero referido exclusivamente al riesgo sísmico de la zona, y el segundo a las características geotécnicas del terreno que, a su vez, influyen en la definición de la acción sísmica, aspectos ambos abordados de acuerdo con lo establecido en la normativa argelina sobre acciones sísmicas [1].

Dicha norma divide el territorio en 5 zonas de sismicidad creciente, desde el valor 0 (sismicidad despreciable) hasta el valor III (sismicidad elevada), zona esta última en la que se encuadra la ciudad de Argel.

Por otra parte, y desde el punto de vista del análisis sísmico, clasifica el terreno de cimentación en 4 categorías, dependiendo de la velocidad (V_s) de transmisión de las ondas sísmicas transversales, desde la categoría S_1 (terreno rocoso, $V_s > 800$ m/s) hasta la categoría S_4 (terreno muy blando, $V_s < 200$ m/s).

El terreno existente bajo la cimentación de la estación presenta dos zonas diferentes. Una primera, que se corresponde sensiblemente con el cuadrante suroccidental de la planta elíptica, constituida por arenas y arenas arcillosas medianamente densas, que se encuadran dentro de la categoría S_3 (*site meuble*), es decir, terreno blando. En el resto del área ocupada por el edificio el terreno está formado por estratos de arenas muy densas y areniscas blandas, correspondiendo a un terreno de la categoría S_2 (*site ferme*), es decir, terreno firme.

2.2.3. Otros condicionantes

Aparte de los principales condicionantes referidos anteriormente, ha habido otros establecidos por el organismo nacional argelino *Contrôle Technique de la Construction* (CTC), organismo que ha llevado a cabo las tareas de control del proyecto desde los puntos de vista tanto arquitectónico como estructural.

El proyecto fue desarrollado en permanente contacto y colaboración con dicho organismo y, bajo su supervisión, se fueron adoptando diferentes medidas y se llevaron a cabo diversas modificaciones, en arquitectura y estructura, hasta alcanzar la solución finalmente elegida.

En apartados posteriores se hará referencia a los condicionantes establecidos por el mencionado CTC que han resultado más relevantes.

2.3. Solución estructural

En el desarrollo de la solución estructural —durante el cual, tanto para la estación propiamente dicha como para la estructura de cubierta, se consideraron diferentes alternativas tipológicas, bien en hormigón bien en acero, o combinaciones de ambas, con numerosos cálculos y sus correspondientes dimensionamientos— se fueron poniendo de manifiesto los aspectos con mayor incidencia en los resultados finales, lo que permitió introducir las adecuadas modificaciones en el diseño y optar por la alternativa que se consideró más conveniente, pero siempre manteniendo la filosofía del diseño arquitectónico inicial. Finalmente, el CTC acordó una solución en hormigón armado para el edificio y en estructura tubular de acero para la cubierta.

En lo que respecta al edificio, estableció la condición de que todos los forjados, salvo la losa de cimentación, fuesen diseñados mediante vigas de canto embrochadas en los pilares más losa de hormigón armado entre vigas, es decir, se adoptó una solución de pórticos espaciales. Asimismo, y salvo en la cubierta y en la referida losa de cimentación, en el resto de forjados se dispuso una junta estructural coincidente con el eje menor de la «elipse».

Los análisis previos llevados a cabo para las acciones sísmicas habían puesto de manifiesto que la solución basada exclusivamente en pórticos espaciales, si bien se comportaba más o menos aceptablemente en los dos niveles inferiores (plantas de

aparcamiento), no era la más adecuada para la parte superior del edificio a partir del nivel 0.

En efecto, el arriostamiento que suponen los muros de contorno de las plantas de sótano, de 50 cm de espesor, junto con el apuntalamiento que proporcionan los forjados, confiere a los pórticos de estas plantas una notable rigidez adicional frente al sismo horizontal. Sin embargo, este efecto favorable no existe en las tres plantas superiores de la estructura, con un comportamiento frente al sismo horizontal más parecido al tipo «péndulo invertido», lo que conducía a dimensionamientos inaceptables tanto en vigas como, sobre todo, en pilares y, en particular, los que se extienden hasta la cubierta.

Por ese motivo, se acordó complementar el diseño anterior con otro mecanismo resistente constituido por cuatro grandes cajones de hormigón, con muros longitudinales y radiales de 50 cm de espesor, dispuestos de forma simétrica en cada uno de los cuatro cuadrantes de la elipse, y que se extienden desde cimientos hasta la estructura de cubierta del edificio (nivel +3), complementados con 10 muros cortina adicionales, igualmente de medio metro de espesor, y dispuestos en dirección radial (figs. 3-6). Los huecos de los referidos cajones albergan las cajas de escaleras y diversas instalaciones.

Desde un punto de vista estructural este segundo mecanismo resistente contribuye significativamente a la disipación de la energía transmitida por el sismo mediante su trabajo fundamentalmente a esfuerzo cortante, aliviando de ese modo el trabajo de los pórticos, cuyo dimensionamiento, en caso contrario, se había comprobado que no resultaba razonable.

La estructura finalmente diseñada se muestra, en sus detalles más importantes, en las vistas en planta representadas en las figuras 7 y 8.

Todos los pilares, excepto los que sustentan los arranques de la celosía espacial de cubierta, son de sección circular de 80 o 120 cm de diámetro, según los casos. Los que se integran en las paredes de los cajones y en los muros cortina son los únicos que sobrepasan el forjado de la tercera planta y se extienden hasta la

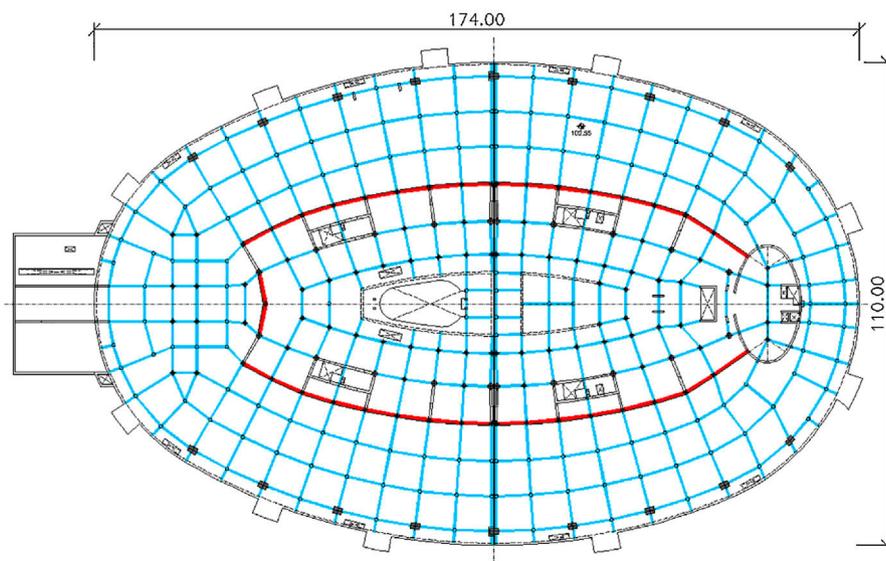


Figura 7. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Vigas y pilares plantas inferiores.

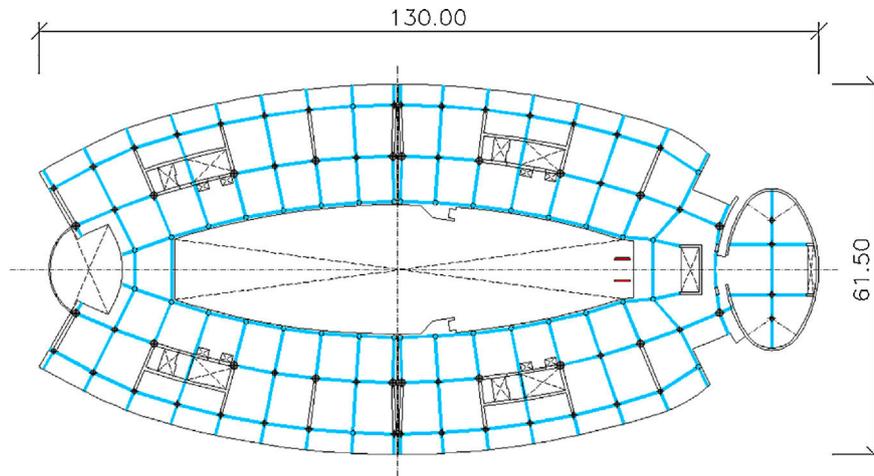


Figura 8. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Vigas y pilares plantas superiores.

celosía espacial, proporcionándole a esta una sustentación adicional. Con respecto a los $2 \times 9 = 18$ pilares que sirven de apoyo a los arranques de dicha celosía, son de sección rectangular, de 200×140 cm.

En cuanto a las vigas de canto, son, en todas las plantas, de sección rectangular, con 40 cm de ancho por 85 cm de alto, en los que están incluidos los 25 cm de espesor de la losa de forjado.

En su disposición, y salvo en zonas muy específicas, se sigue la pauta ya referida al describir los pilares, es decir, se proyectan esencialmente según dos alineaciones: una longitudinal, con vigas paralelas al contorno de la elipse, y la otra «radial» o transversal, con vigas sensiblemente perpendiculares a las primeras (figs. 7 y 8).

Finalmente, la cimentación se resuelve mediante una losa de 1,00 m de espesor, salvo bajo los pilares que sustentan la cubierta, donde se recrece hasta 1,50 m.

En todas las losas, vigas y pilares, así como en los muros que conforman el recinto exterior de las plantas inferiores y los muros pantalla simples, se ha considerado un hormigón HA-30. En el resto de muros, el hormigón utilizado es HA-35. En cuanto al acero en armaduras, se ha adoptado un acero B 500 S, tipo B, es decir, con una deformación característica bajo carga máxima $\varepsilon_{uk} \geq 5,0\%$.

En lo que hace referencia a la estructura de cubierta, y tras desechar otras posibles soluciones, principalmente basadas en estructuras reticulares de vigas metálicas, el CTC argelino optó por una solución de celosía espacial constituida por tubos de acero, biarticulados en ambos extremos en elementos esféricos, que conforman una gran malla de tetraedros irregulares (fig. 9).

Las longitudes de los tubos son variables, dependiendo de la zona de la cubierta donde se sitúan, con valores, en general, entre 1,80 y 3,20 m, pero donde predominan las longitudes típicas en torno a los 2,50 m. Sus diámetros y espesores son también variables, entre 40 y 219 mm para los primeros y entre 2 y 10 mm para los segundos. Asimismo, y con objeto de optimizar los rendimientos —y, consecuentemente, los costes—, se han utilizado diferentes calidades para el acero: S235, S275 y S355.

El diseño de esta malla espacial ha corrido a cargo de la firma española Lanik.

3. Modelo de cálculo

3.1. Descripción del modelo

El cálculo de la estructura se ha llevado a cabo mediante un modelo tridimensional de elementos finitos ejecutado con el programa Sofistik, que idealiza la estructura completa (fig. 10), es decir, edificio de hormigón más celosía metálica espacial. El modelo se ha generado a partir de un archivo «.dwg» que reproduce fielmente la geometría real de la estructura.

Las vigas y pilares se han idealizado con elementos tipo *beam*, es decir, elementos 1D tipo viga espacial; las barras de la celosía, con elementos 1D tipo *truss*, o lo que es igual, elementos articulados a flexión en sus extremos; finalmente, las losas de forjados y los muros, con elementos 2D tipo *plate* (placa-laja con deformación de cortante).

Conviene señalar que, por sus características especiales en cuanto a tipos de elementos, tipos de nudos de unión entre ellos, condiciones de montaje, etc., para los que la firma Lanik tiene implementado todo un proceso industrial, en la estructura de cubierta se partió de un diseño y predimensionamiento iniciales desarrollados por dicha firma, analizando un modelo aislado de la celosía espacial, supuesta apoyada en los puntos de conexión con la estructura de hormigón, pero sin la adecuada consideración de la interacción existente entre ambas partes. Establecidos ese diseño y predimensionamiento de partida, la malla espacial se incorporó al resto del modelo de hormigón, generando de ese modo el modelo completo de toda la estructura para proceder a su análisis definitivo. Es obligado añadir que este proceso de *feedback* hubo de ser repetido en varias ocasiones hasta verificar la seguridad de todos y cada uno de los elementos de la celosía, consecuencia lógica de los cambios producidos en los resultados de los axiles de diseño al modificar, por una parte, las rigideces de los elementos y, por otra, debido a la interacción entre la estructura de hormigón y la malla metálica, que solo puede ser correctamente captada mediante el análisis de un modelo global. En la comprobación de la seguridad de las barras de la malla espacial frente a esfuerzos axiles se han tenido en cuenta los pertinentes efectos de segundo orden, adoptando

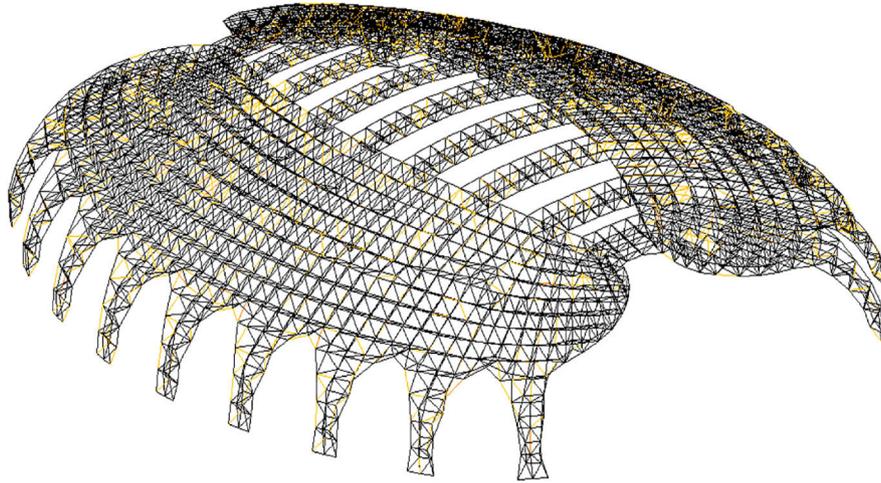


Figura 9. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Celosía espacial de cubierta.

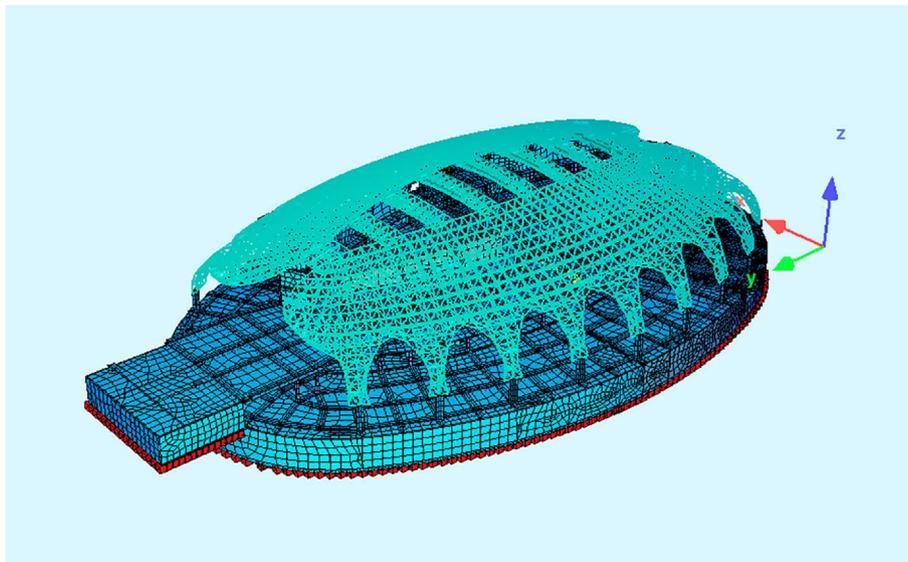


Figura 10. Estación Bir Mourad Raïs (Argel). Modelo estructural de elementos finitos.

la correspondiente curva de pandeo de acuerdo con los límites elásticos utilizados en cada uno de los elementos tubulares.

3.2. Acción sísmica

En la definición de las acciones y sus combinaciones, así como en la aplicación de los criterios de análisis, dimensionamiento de elementos, establecimiento de los estados límites preceptivos, etc., se ha seguido lo indicado en la ya mencionada norma argelina sobre acciones sísmicas [1], así como en otros códigos y normas de dicho país, siguiendo las pautas señaladas por el organismo nacional CTC. En concreto, se ha hecho uso de los reglamentos citados en las referencias [2,3] para la definición las cargas permanentes y de explotación, así como para las cargas de viento. Igualmente se ha seguido lo establecido en las «Reglas de concepción y cálculo de estructuras de hormigón armado» [4].

Como complemento a las anteriores normas nacionales se han considerado igualmente algunos artículos de los Eurocódigos 2 y 8 [5,6].

En el análisis de los diferentes elementos estructurales se han tenido en cuenta los preceptivos estados límites últimos (ELU) y de servicio (ELS), pero dado que el dimensionamiento ha venido condicionado por la combinación correspondiente a la acción sísmica, es a esta a la que se va a dedicar un cierto detalle en su descripción. Es preciso señalar que, a este respecto, el CTC acordó, entre los posibles procedimientos de cálculo de las fuerzas sísmicas contemplados en su normativa nacional, la aplicación del método de análisis modal-espectral.

De acuerdo con la repetida norma [1], la estructura de la estación se encuadra dentro del grupo 1B, correspondiente a obras de gran importancia, situada en un emplazamiento que, por su riesgo sísmico, pertenece a la zona III (sismicidad elevada) y en un terreno de categoría S_3 (terreno blando).

Por otra parte, se debe clasificar la estructura en lo que respecta a sus sistemas de arriostramiento frente a acciones horizontales, a fin de establecer el valor del factor de comportamiento global, definido en la norma argelina mediante la letra R. En cuanto a las estructuras de hormigón, dicha norma considera 8 categorías, siendo la que pudiera tener mayor similitud con la estructura de la estación la correspondiente al Sistema 4a: Arriostramiento mixto, compuesto por pórticos y muros cortina, con interacción entre ambos ($R=5$). En el caso de no existir muros cortina, considera el Sistema 1b: Pórticos autoestables con tabiquerías de albañilería rígida ($R=3,5$).

Respecto a las estructuras de acero, la referida norma contempla tipologías más «convencionales» de lo que pudiera ser la malla espacial de la cubierta, la cual podría asimilarse a una combinación del Sistema 9a: Estructura metálica con elementos de arriostramiento en X ($R=4$) y del Sistema 15: Estructura metálica con arriostramiento mediante muros cortina de hormigón armado ($R=3,5$).

Por su parte, el Eurocódigo 8 [6] establece, en estructuras de hormigón, el valor de base del coeficiente de comportamiento en función del tipo de sistema estructural y de su regularidad en altura, así como para la clase de ductilidad con la que se diseña la estructura. En el caso que nos ocupa se ha considerado una clase de ductilidad media (DCM). Se admite que el edificio presenta en ambas partes, bajo nivel 0 y sobre dicho nivel, una regularidad en altura. Finalmente, se encuadra dentro del tipo estructural «Sistema dual de pórticos con muros acoplados». Con estas premisas, el valor de base del coeficiente de comportamiento, q_0 , se define como sigue:

$$q_0 = 3,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (1)$$

En la expresión anterior, el coeficiente multiplicador α_u/α_1 depende del tipo de sistema estructural (pórticos, muros o sistemas duales pórtico-muro), así como del número de plantas y, en su caso, del número de vanos de los pórticos. Del lado de la seguridad, y siguiendo el Eurocódigo, se ha considerado para dicho coeficiente multiplicador un valor igual a 1,2 que cubre adecuadamente cualquier sistema dual pórticos-muros, lo que proporciona un coeficiente $q_0=3,6$.

Por consiguiente, con los criterios que se han establecido se observa que dicho valor cumple convenientemente con ambas normas y, consecuentemente, es el que se ha adoptado en el dimensionamiento de los diferentes elementos de hormigón y acero. Respecto a estos últimos (malla espacial), y por tratarse de un sistema «patentado», solo se han comprobado las barras frente a esfuerzos axiales, pero no así los nudos, para los cuales simplemente se ha analizado la adecuación del procedimiento y de los resultados, de acuerdo con los criterios seguidos por la firma Lanik.

La consideración del coeficiente de comportamiento conlleva la exigencia de garantizar una ductilidad suficiente en curvaturas en todas las zonas críticas de los elementos sismorresistentes, definida por las siguientes fórmulas:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_c \quad (2a)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_c/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_c \quad (2b)$$

siendo T_1 el periodo fundamental del edificio y T_c el límite superior del periodo en el tramo de aceleración constante del espectro (T_2 en la norma local). En nuestro caso, con una frecuencia para el primer modo de 1,30 Hz, la situación es la definida por la ecuación 2a, por lo que la ductilidad en curvaturas que debe garantizarse es $\mu_\phi = 2 \times 3,6 - 1 = 6,2$.

Para la definición del espectro de respuesta de cálculo, la normativa argelina, además de los aspectos anteriormente mencionados, relativos a los sistemas de arriostramiento y la regularidad en planta y alzado, considera otros factores, tales como la «redundancia» (hiperestatismo) en planta, el control de calidad de los materiales y el control de la ejecución, asignando a todos estos factores un posible coeficiente de penalidad de hasta el 5%, excepto para el último (10%), e incorporándolos a un denominado factor de calidad, Q, que multiplica los valores del espectro de respuesta, factor que puede alcanzar un máximo de $1 + 5 \times 0,05 + 0,1 = 1,35$. En el caso que nos ocupa, y debido al cambio de geometría entre las 3 plantas inferiores y las 3 superiores, así como a las características particulares del conjunto «edificio-cubierta», se decidió tener en cuenta un porcentaje de las penalidades correspondientes a los 3 primeros aspectos y se acordó considerar un factor de calidad $Q = 1,075$.

Un último factor necesario para definir el espectro de respuesta es el denominado factor de corrección del amortiguamiento, η , que se establece como:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (3)$$

donde ξ (%) es el porcentaje del amortiguamiento crítico, dependiente del tipo de material, tipo de estructura e importancia de los elementos redundantes. Una vez más, el valor del amortiguamiento fue establecido de acuerdo con el CTC, primando la estructura de acero y adoptando en este caso, del lado de la seguridad, $\xi=4\%$, que conduce a un factor de corrección del amortiguamiento $\eta=1,08$.

3.3. Espectro de respuesta de cálculo

La norma argelina define el espectro de respuesta de cálculo en aceleraciones, S_a/g , en tanto por uno de la gravedad, según las ecuaciones (4) siguientes:

$$\frac{S_a}{g} = 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \quad (4a)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \quad \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (4b)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \quad (4c)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \quad \text{si } T > 3,0s \quad (4d)$$

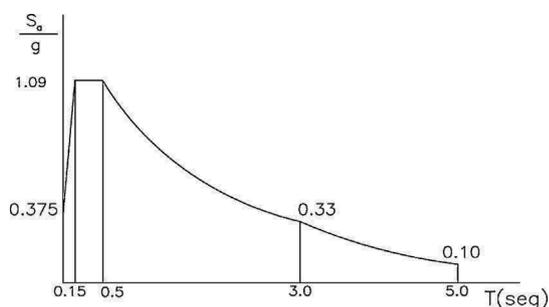


Figura 11. Espectro de respuesta elástico.

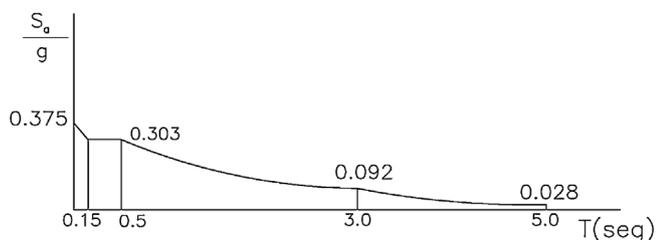


Figura 12. Espectro de respuesta de cálculo.

expresiones en las que:

$\eta = 1,08$ (factor de corrección del amortiguamiento).

$R = 3,6$ (coeficiente de comportamiento global de la estructura).

A es el coeficiente de aceleración de la zona sísmica correspondiente, que para la zona III y obras de nivel de importancia 1B es igual a 0,30.

T_1 y T_2 son 2 periodos característicos asociados a las propiedades del terreno donde se emplaza la estructura, que en el caso de la categoría S_3 (terreno blando) adoptan, respectivamente, los valores de 0,15 y 0,50 segundos.

En la [figuras 11 y 12](#) se muestra la representación gráfica de los correspondientes espectros de respuesta, respectivamente elástico ($R = 1$) y de cálculo ($R = 3,6$).

3.4. Combinación de acciones en situación de sismo

La combinación de acciones correspondiente a la situación sísmica de cálculo se establece de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$G + Q + E \quad (5a)$$

$$0, 8G \pm E \quad (5b)$$

donde G indica las cargas permanentes, Q las cargas de explotación no ponderadas y E la acción sísmica representada por sus componentes horizontales.

En lo que se refiere a las cargas permanentes, se han considerado tanto los pesos propios de los elementos estructurales como de las cargas permanentes de tabiquerías, solados, elementos de cubierta, etc., y los correspondientes a los diferentes equipos e instalaciones de la estación, en particular los situados en la planta +3 del edificio, cuyos pesos han sido facilitados por el equipo redactor del proyecto. A este respecto se han seguido las

prescripciones establecidas por la normativa nacional argelina, incluidas en la referencia [2] ($0,5 \text{ kN/m}^2$ actuando sobre todos los forjados), así como los datos proporcionados por la firma encargada del diseño de la cubierta, a saber, $0,75 \text{ kN/m}^2$ correspondientes a las correas y el «vidrio» utilizado en el lucernario, y $0,50 \text{ kN/m}^2$ correspondientes a los cerramientos opacos más falsos techos.

En cuanto a las sobrecargas de explotación, se han adoptado las contempladas en la mencionada referencia [2], consistentes en $2,5 \text{ kN/m}^2$ en las plantas de aparcamiento (-2 y -1); 4 kN/m^2 en las zonas comerciales y de tránsito peatonal (0 , $+1$, $+2$ y $+3$) y 10 kN/m^2 en la zona de circulación de autobuses de la planta 0.

Respecto a la acción sísmica, para la obtención de los modos de vibración se ha considerado el 100% de todas las masas correspondientes al peso propio y cargas permanentes, incluyendo las de los equipamientos solidarios con la estructura, más el 60% de las masas equivalentes a las sobrecargas de uso.

Una vez establecidas las combinaciones definidas por las fórmulas 5a y 5b anteriores, la normativa argelina no contempla la necesidad de considerar el sismo vertical, sino únicamente la combinación de acciones sísmicas horizontales correspondientes, en este caso, a las direcciones de los dos ejes de la «elipse», longitudinal o eje mayor (X) y transversal o eje menor (Y), ya que se admite que en la combinación de acciones (5a), que incluye la totalidad de la sobrecarga de uso además de la acción sísmica (hipótesis prácticamente improbable), un porcentaje de dicha sobrecarga (entre el 40 y el 60%) puede representar el efecto de las aceleraciones verticales del sismo. En cuanto a la combinación 5b, tiene en cuenta la reducción de la carga vertical debido a los efectos de la aceleración ascendente.

En los cálculos se han analizado dos posibles situaciones: Una primera con el 100% del espectro en dirección X actuando simultáneamente con el 30% del espectro en dirección Y, y una segunda con el 100% del espectro en dirección Y más el 30% en dirección X, tomando, en cada caso, los efectos más desfavorables.

Como ya se ha indicado anteriormente, en el cálculo de los efectos pésimos debidos a la acción sísmica se utilizó el método de análisis modal-espectral, habiéndose considerado hasta 600 modos de vibración, a fin de cumplir con los pertinentes requerimientos de movilización de la masa modal efectiva. A este respecto, la norma argelina establece que el número mínimo de modos de vibración que deben ser tenidos en cuenta ha de ser tal que la suma de sus masas modales efectivas sea igual al 90% de la masa total de la estructura, o, en su defecto, que se consideren todos los modos con masa modal efectiva superior al 5% de la masa total. En este caso, se cortó el número de modos extraídos en 600, aun cuando la suma de sus masas modales era ligeramente inferior al 90% señalado (en concreto, el 83%), pero donde las contribuciones de los últimos modos, de carácter local, son ya del orden del 0,1% de la masa total de la estructura.

En cuanto a la superposición modal, se ha adoptado el método de combinación cuadrática completa (CQC).

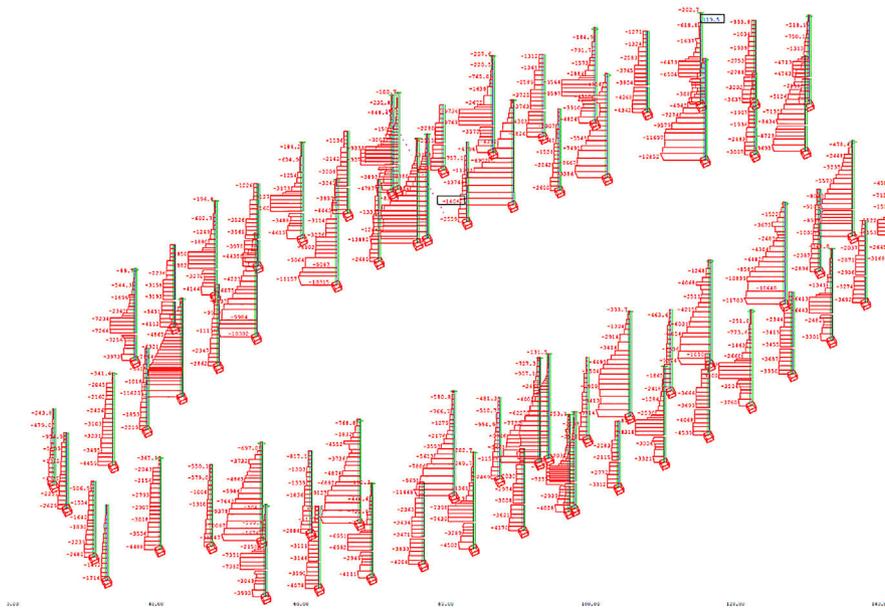


Figura 13. Envolvente ELU Nmáx (kN). Pilares plantas -2 a +3.

3.5. Resultados del cálculo

El programa Sofistik proporciona los diferentes resultados del análisis bien en forma numérica bien en forma gráfica. Como es fácil de intuir, en estructuras con un número tan elevado de elementos resulta imprescindible organizar adecuadamente la salida de resultados a fin de facilitar y, en su caso, optimizar su utilización en los posteriores dimensionamientos. Obviamente, en este caso su representación gráfica por grupos de elementos convenientemente elegidos resulta preferible.

A modo de ejemplo, y con fines meramente ilustrativos, en las figuras 13-15 se muestran algunos de los resultados incluidos en la Nota de Cálculo del proyecto, a saber: envolvente de los axiles máximos en ELU en los pilares que van desde la cimentación hasta la cubierta (fig. 13); esfuerzos cortantes longitudinales en los pilares de la planta 0 debidos a la acción sísmica según el eje principal (100% X + 30% Y) (fig. 14), y momentos torsores en las losas de la planta +2 para la misma acción sísmica (fig. 15).

4. Dimensionamiento de los elementos de hormigón

4.1. Aspectos generales

En el dimensionamiento y la comprobación de los elementos de hormigón se han considerado, por una parte, las combinaciones de acciones correspondientes a los estados límites últimos y de servicio contempladas en la normativa local y, por otra, las combinaciones para la situación sísmica de cálculo definidas en el apartado 3.4, que es la que se describe a continuación.

En primer lugar, conviene hacer referencia a los desplazamientos máximos, positivos y negativos, producidos en la situación sísmica de cálculo correspondiente al espectro elástico de respuesta ($R=1$), necesarios fundamentalmente para el diseño de la junta estructural entre forjados, a fin de

garantizar, por una parte, que no se produce el choque entre elementos situados a uno y otro lado de aquella (movimientos longitudinales), y por otra, que el diseño planteado es compatible con los desplazamientos producidos, longitudinales, transversales y verticales. A este respecto, cabe señalar que la junta diseñada, de 25 cm, cubre adecuadamente los requerimientos del análisis.

Respecto al dimensionamiento de las vigas y pilares, se han seguido los criterios establecidos en la normativa argelina [1,4], complementados en algunos aspectos con el Eurocódigo 8 [6], en particular los contenidos en el apartado 5.4 de este último, correspondiente al dimensionamiento para la clase de ductilidad media (DCM). Es preciso señalar que existe, en general, una práctica total coincidencia entre ambos códigos con ligeros matices diferenciadores no especialmente relevantes. El proceso seguido se puede calificar de convencional, de acuerdo con los requerimientos especificados en los diferentes puntos del referido apartado 5.4 del Eurocódigo, tanto en los dimensionamientos y limitaciones de cuantías de armaduras como en la disposición de estas, definiciones de zonas críticas, restricciones geométricas, etc., así como las condiciones que deben cumplirse para satisfacer los requisitos de ductilidad local.

En cuanto a las losas de forjado, se han dimensionado en régimen elástico teniendo en cuenta su doble comportamiento placa-laja. El programa Sofistik lleva a cabo dicho dimensionamiento mediante la aplicación del método de Baumann [7], consistente, en esencia, en la transformación de los esfuerzos de placa, momentos flectores y torsores, en acciones axiales y rasantes contenidas en los «planos» de armaduras superior e inferior del elemento 2D, acciones que se superponen a las correspondientes al propio comportamiento de laja, a fin de dimensionar las cuantías de armaduras necesarias.

Finalmente, en el dimensionamiento de los muros, cajones y muros-cortina, llevado a cabo igualmente de acuerdo con los

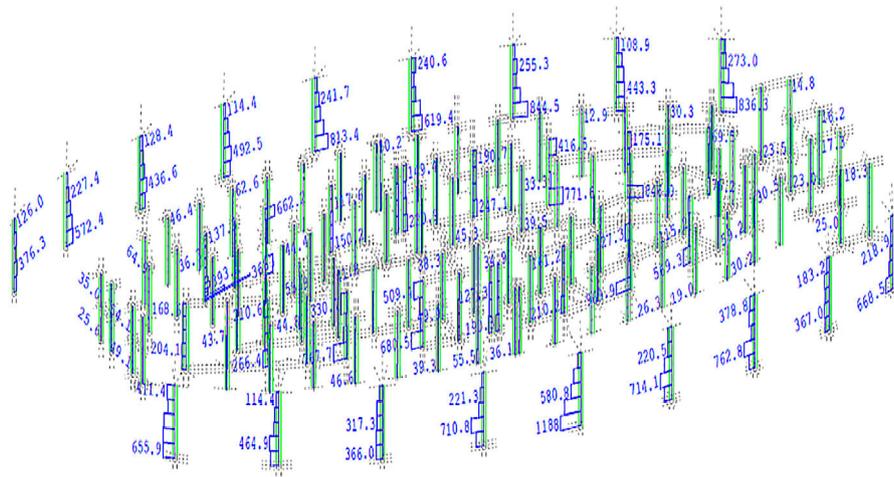


Figura 14. Esfuerzos cortantes longitudinales (kN) debidos a la acción sísmica. Pilares planta 0.

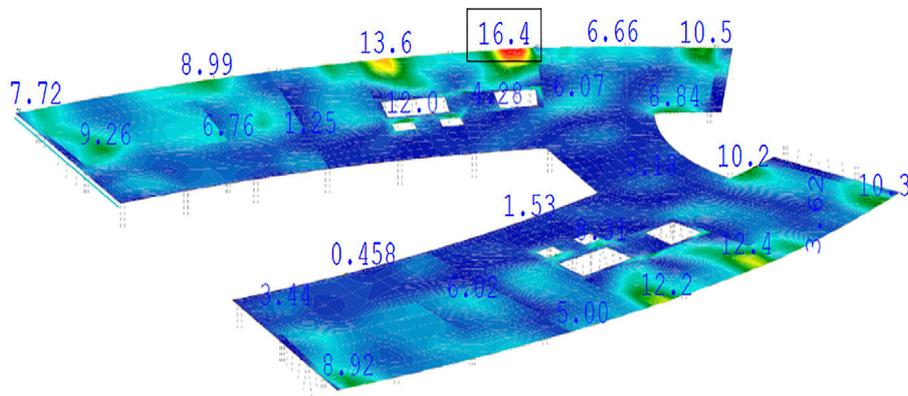


Figura 15. Momentos torsores (kN-m/m) en losas debidos a la acción sísmica. Semiplanta +2.

critérios del repetido apartado 5.4 para la clase de ductilidad media, hay algunos aspectos de interés, relativos al dimensionamiento de la armadura longitudinal, que se describen con cierto detalle a continuación.

4.2. Dimensionamiento de muros-cortina y cajones

En el modelo de cálculo mediante elementos finitos de la estructura completa, los muros se han idealizado con elementos 2D, tipo laja-placa con deformación de cortante, por lo que los esfuerzos proporcionados por dicho modelo son, por una parte, los momentos flectores, momentos torsores y esfuerzos cortantes de placa, y por otra, los esfuerzos axiales y rasantes de laja.

En la figura 16 se muestra, por ejemplo, uno de los cajones de la estructura (cajón noroeste) con su malla de elementos finitos 2D. El objetivo del análisis para su dimensionamiento es el de transformarlo en un «elemento 1D», es decir, en una columna cuya sección transversal sea la sección real del cajón (fig. 17) y obtener en ese elemento 1D los esfuerzos típicos correspondientes, es decir, esfuerzos axiales, momentos flectores y esfuerzos cortantes.

El programa Sofistik permite, mediante una de sus aplicaciones (SIR-cut), calcular los esfuerzos referidos. Para ello se debe definir un eje longitudinal (eje de la columna equivalente)

y asignarle el grupo de elementos 2D que forman parte de él, en este caso las paredes del cajón, generando el programa la sección o secciones transversales pertinentes, cuyos ejes locales son igualmente definidos por el usuario.

El número de elementos o barras en que se divide la columna depende del número de secciones que se hayan indicado al programa a lo largo del eje longitudinal.

Mediante integración de los esfuerzos de placa y membrana del modelo de elementos finitos, el programa proporciona, para cualquier carga individual o combinación de cargas, los esfuerzos equivalentes en cada una de las secciones definidas en el elemento «columna». En el caso que nos ocupa se han considerado las secciones de arranque en cimentación y de conexión con la cubierta metálica, así como las situadas inmediatamente por debajo y por encima de cada uno de los forjados de la estructura.

En las figuras 18-20 se presentan, con fines ilustrativos, algunos de los resultados correspondientes al SIR-cut del denominado cajón noroeste, a saber: esfuerzos axiales (kN) para la combinación con el sismo longitudinal (fig. 18); momentos flectores longitudinales (kN-m) debidos a la acción sísmica transversal (fig. 19), y esfuerzos cortantes transversales (kN) debidos a la misma acción (fig. 20).

Conviene señalar que mediante este método se puede obtener de modo sencillo la contribución al esfuerzo cortante generado

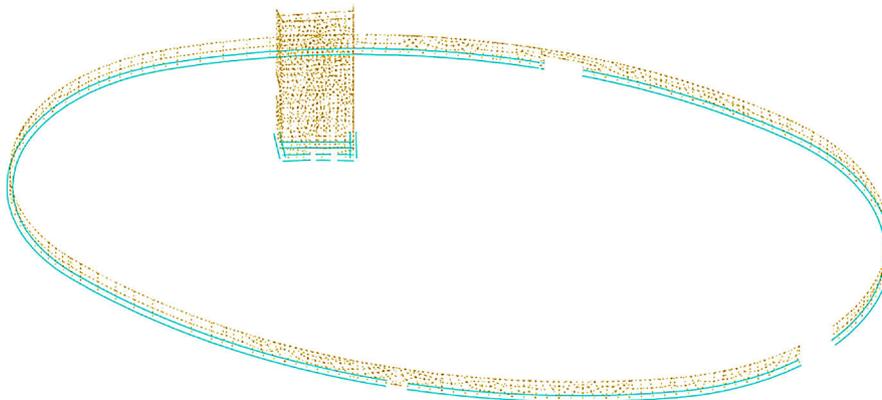


Figura 16. Cajón noroeste. Malla de elementos finitos.

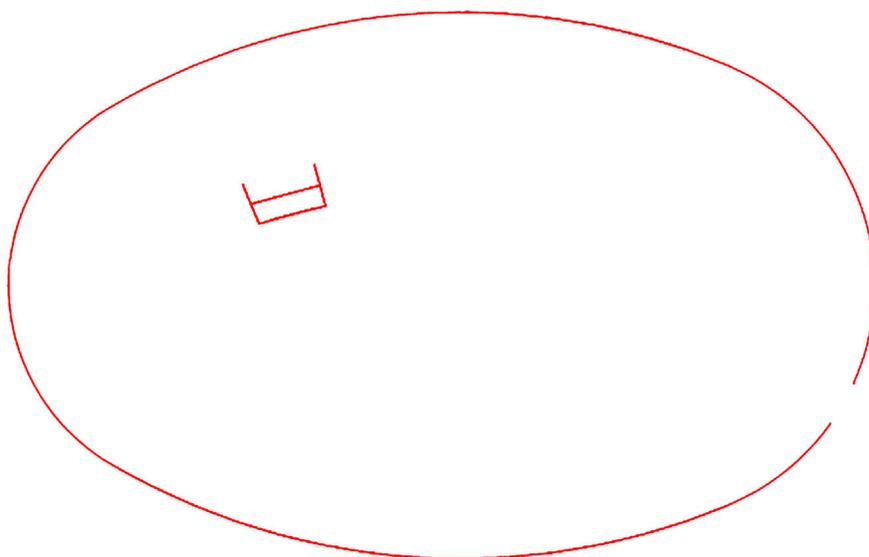


Figura 17. Cajón noroeste. Sección transversal del elemento 1D equivalente.

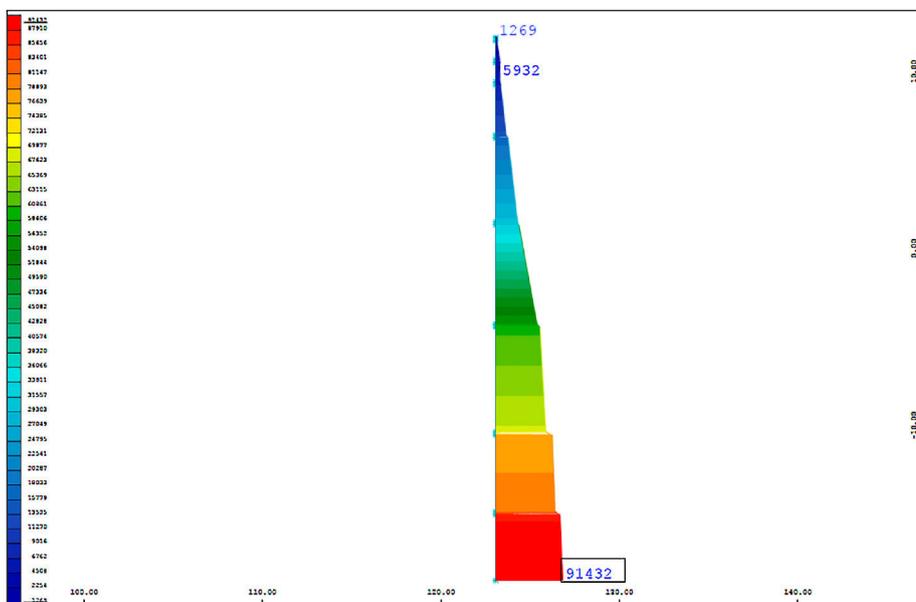


Figura 18. Cajón noroeste. Columna equivalente. Esfuerzos axiles (kN). Combinación sismo longitudinal.

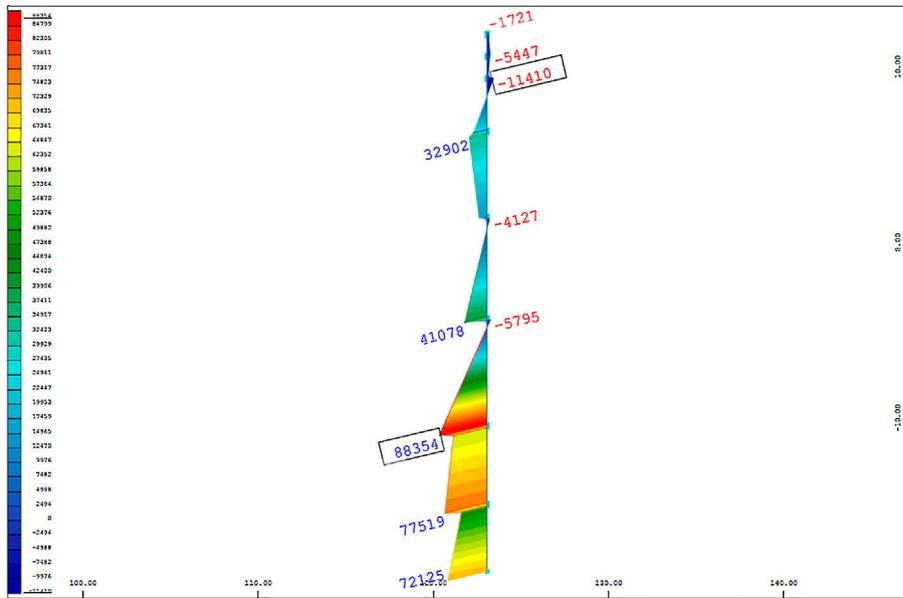


Figura 19. Cajón noroeste. Columna equivalente. Flectores longitudianles (kN-m). Sismo transversal.

por el sismo del conjunto de cajones y pantallas, para su comparación con la contribución de los pilares del sistema de pórticos espaciales. Así, para los esfuerzos cortantes longitudinales debidos a la acción sísmica en las secciones correspondientes a la planta 0 la suma de los valores correspondientes a los pilares (fig. 14) proporciona un total del orden de 25.500 kN, en tanto que la suma que aporta el sistema de muros, obtenida a través de los SIR-cut pertinentes, es del orden de 31.500 kN. Ello supone, en dicha planta 0, una contribución en torno al 45% del sistema de pórticos y del 55% del sistema de muros.

Asimismo, resulta de interés mencionar que, en los casos donde los muros llevan incorporados pilares (pantallas dispuestas en dirección radial), a las secciones de la columna equivalente

generada por el SIR-cut se le pueden incorporar no solo los elementos 2D correspondientes al propio muro cortina, sino también las secciones de los elementos 1D relativos a los pilares, y el programa proporciona igualmente los esfuerzos de «viga» del conjunto.

En el dimensionamiento de la armadura longitudinal de la correspondiente sección de muro (fig. 21), para la situación sísmica de cálculo, bajo la sollicitación del esfuerzo axial y los dos momentos flectores según ambos ejes de la sección, resulta imprescindible mejorar las propiedades del hormigón en las zonas comprimidas mediante la disposición de cercos de confinamiento que, hasta su plastificación por la expansión lateral del hormigón, proporcionen la tensión de confinamiento σ_2 deseada.

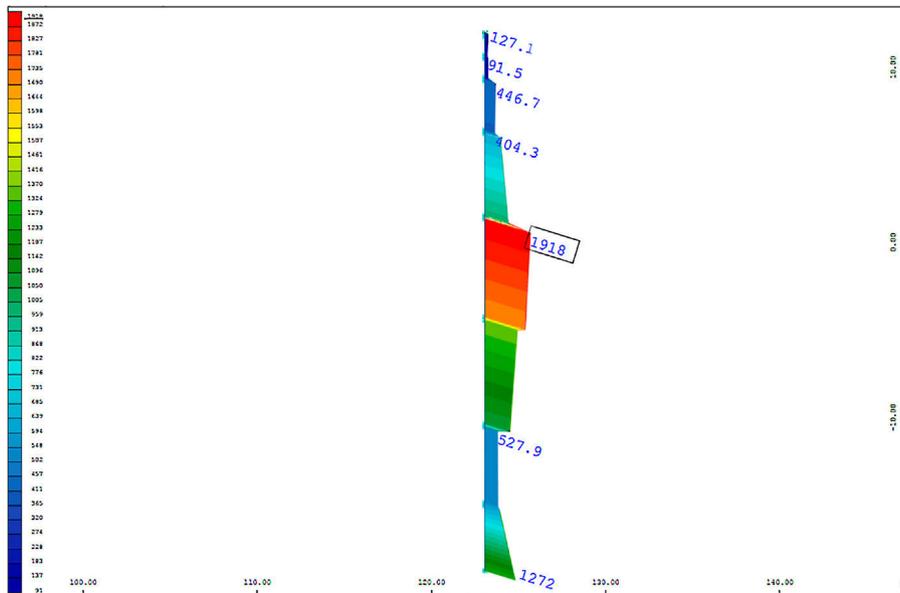


Figura 20. Cajón noroeste. Columna equivalente. Cortantes transversales (kN). Sismo transversal.

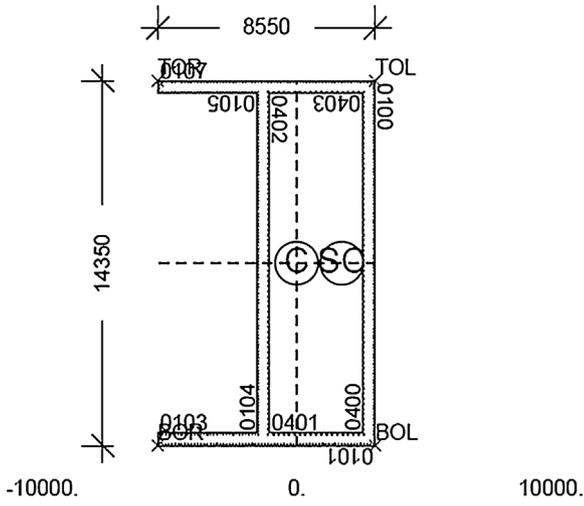


Figura 21. Cajón noroeste. Columna equivalente. Sección S=0.

La resistencia característica del hormigón confinado se define, en función de dicha tensión σ_2 , como sigue:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1 + 5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{cuando } \sigma_2 \leq 0, 05f_{ck} \quad (6a)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1, 125 + 2, 5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{cuando } \sigma_2 > 0, 05f_{ck} \quad (6b)$$

y los valores típicos de las deformaciones:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (7a)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0, 2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad (7b)$$

siendo en este caso, para la clase de hormigón utilizada, $\varepsilon_{c2} = 2,0 \times 10^{-3}$ y $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \times 10^{-3}$.

En la sección anterior, y para una tensión $\sigma_2 = 3,85$ Mpa (cercos $\phi 12$ a 125×100 mm y coeficiente de eficacia del confinamiento $\alpha = 0,83$), se obtiene $f_{ck,c} = 48,99$ Mpa. Sin embargo, dado que dicha sección se ha introducido en el programa Sofistik con sus dimensiones reales, con espesores de muros de 50 cm, y

teniendo en cuenta que el hormigón en compresión solo colabora en la zona situada dentro del núcleo confinado, en la resistencia considerada en el programa se ha tenido en cuenta este hecho mediante la adecuada relación de dimensiones, lo que, del lado de la seguridad, equivale a una resistencia a compresión de 34 MPa aplicada en el espesor bruto de las paredes de la sección.

Para la tensión σ_2 anterior, se obtiene $\varepsilon_{cu2,c} = 25,47 \times 10^{-3}$.

El análisis no lineal de la sección para la combinación de acciones correspondiente a la situación sísmica de cálculo, definida por los valores: $N = -91.400$ kN; $M_y = 376.560$ kN·m; $M_z = -387.740$ kN·m, para una cuantía de armadura longitudinal constituida por redondos $\phi 16$ a 125 mm, proporciona un factor de utilización de 0,90 con las tensiones en el hormigón que se muestran en la figura 22 (tensión máxima de compresión en el hormigón igual a 33 MPa y el acero trabajando a su límite elástico en las fibras extremas), y las deformaciones en el hormigón y en el acero representadas en la figura 23.

Las deformaciones en fibras «concomitantes» para la obtención de la curvatura son, respectivamente, de $-1,80 \times 10^{-3}$ en el hormigón y de $2,597 \times 10^{-3}$ en el acero (la deformación del acero correspondiente a su límite elástico de 510 MPa es $\varepsilon_{ysd} = 2,488 \times 10^{-3}$), lo que proporciona una suma $\Psi_s = 4,397 \times 10^{-3}$.

El siguiente paso consiste en incrementar proporcionalmente los momentos flectores aplicados a la sección manteniendo constante el valor del esfuerzo axial correspondiente a la situación sísmica de cálculo, y llevar a cabo el análisis no lineal hasta alcanzar la rotura de la sección por plastificación. El análisis converge hasta un valor máximo del coeficiente multiplicador de momentos de 1.316, es decir: $N = -91.400$ kN; $M_y = 495.553$ kN·m; $M_z = -510.266$ kN·m, circunstancia en la que se produce la plastificación de la sección.

Las correspondientes tensiones en el hormigón para dicha situación de rotura se representan en la figura 24, con el hormigón comprimido trabajando a su máxima capacidad (34 MPa) y el acero a su límite elástico (510 MPa).

Las deformaciones en ambos materiales se muestran en la figura 25, con valores máximos de -23.311×10^{-3} en la fibra «más comprimida» del hormigón (inferior al valor admisible

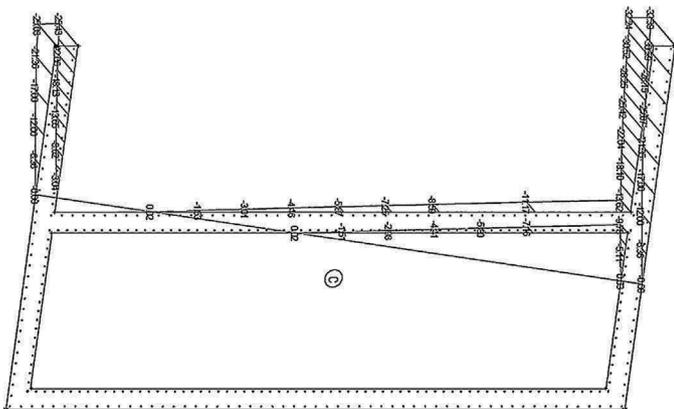


Figura 22. Cajón noroeste (sección S=0). Combinación sísmica. Tensiones hormigón.

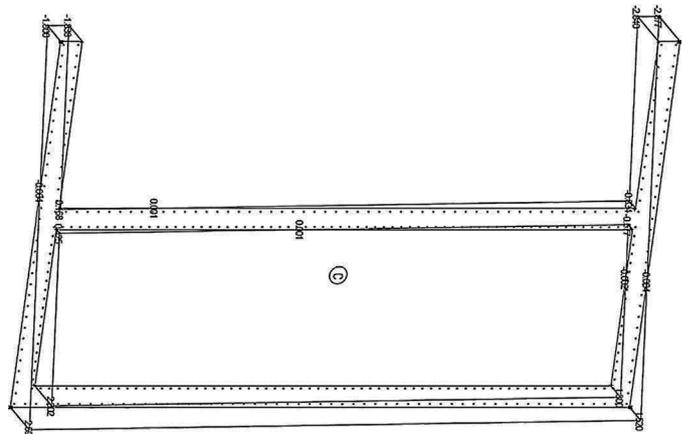


Figura 23. Cajón noroeste (sección S=0). Combinación sísmica. Deformaciones.

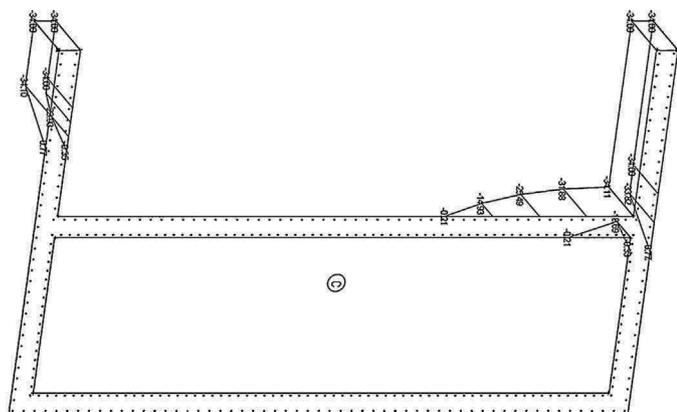


Figura 24. Cajón noroeste (sección $S=0$). Plastificación. Tensiones en el hormigón.

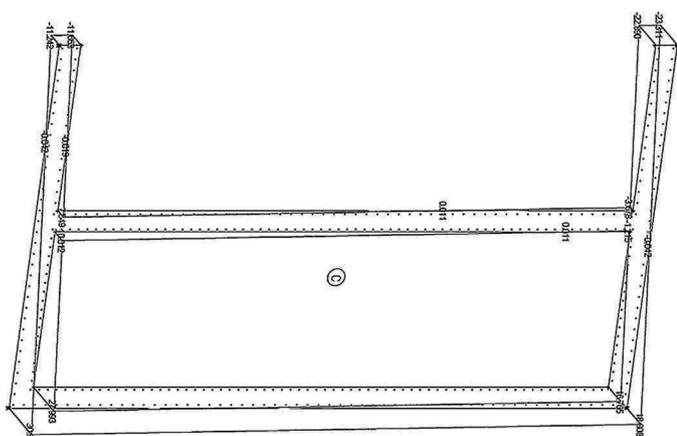


Figura 25. Cajón noroeste (sección $S=0$). Plastificación. Deformaciones.

$\varepsilon_{cu2,c} = -25,47 \times 10^{-3}$) y de $30,876 \times 10^{-3}$ en la fibra «más traccionada» del acero (inferior igualmente al valor admisible de 50×10^{-3}).

Los valores en fibras «concomitantes» para la obtención de la curvatura son, en este caso, de $-11,242 \times 10^{-3}$ en el hormigón y el ya mencionado de $30,876 \times 10^{-3}$ en el acero, lo que conduce a un total $\Psi_u = 42,118 \times 10^{-3}$.

Consecuentemente, se tendría una ductilidad en curvaturas igual a $\Psi_u/\Psi_s = 9,58$, valor que cumple con el requerimiento establecido en la fórmula 2a: $\mu_\phi = 2q_0 - 1 = 6,20$.

Adicionalmente al proceso anterior, es necesario llevar a cabo otra serie de comprobaciones relativas, por ejemplo, a las limitaciones de la carga axial normalizada:

$$(v_d \leq 0,4) \quad (8)$$

o a la cuantía mecánica volumétrica mínima necesaria de cercos de confinamiento:

$$\omega_{vd} = \frac{30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{ysd} \cdot \frac{B}{b_0} \cdot 10^3 - 0,035}{\alpha} \quad (9)$$

expresión en la que las magnitudes que aún no han sido descritas son, respectivamente, la cuantía mecánica volumétrica de la armadura vertical de las almas, ω_v , el espesor de la pared del

muro, B , y el espesor o ancho de la zona confinada de dicha pared, b_0 .

Finalmente, el dimensionamiento a cortante, una vez obtenidas las solicitaciones de cálculo en la columna equivalente proporcionadas por el correspondiente SIR-cut, se lleva a cabo mediante el método de bielas y tirantes, siguiendo las pautas recogidas en el repetido apartado 5.4 del Eurocódigo 8 [6].

5. Conclusiones

De los estudios llevados a cabo y de los resultados obtenidos en el cálculo de la estructura de la estación intermodal Bir Mourad Raïs de Argel, se han podido extraer varias conclusiones, algunas de las cuales se incluyen a continuación.

En primer lugar, es preciso señalar que la solución estructural adoptada ha estado fuertemente condicionada por las limitaciones derivadas tanto de la propia singularidad arquitectónica, con tres partes claramente diferenciadas (niveles inferiores, niveles superiores y cubierta), como de determinadas restricciones geométricas en cuanto a luces, alturas, gálibos, etc. Asimismo, otros condicionantes del diseño, tales como la disposición y el tamaño del lucernario, con el consiguiente hueco en los tres forjados superiores, o la exigencia de fachadas exentas, han impedido adoptar determinados mecanismos de rigidización (un gran núcleo central o elementos diagonales, por ejemplo) que hubieran podido resultar más eficientes frente a la acción sísmica.

Como era de prever, se ha constatado que un diseño resistente basado únicamente en un mecanismo de pórticos espaciales resulta antieconómico. Por ello, y dentro de las limitaciones referidas, la disposición adecuada de muros cortina y cajones que se extienden desde cimientos hasta coronación ha contribuido, en gran medida, a la disipación de la energía generada por el sismo, mediante su trabajo esencialmente a cortante, aliviando notablemente las correspondientes solicitaciones en los elementos de los pórticos (vigas y pilares).

Por otra parte, la junta establecida conduce a una «asimetría» en el comportamiento estructural del conjunto del edificio, con las consiguientes implicaciones en cuanto a su respuesta frente al sismo.

Debido a las consideraciones anteriores, ha resultado casi obligado recurrir al análisis de un modelo tan completo de la estructura, a fin de reproducir de la manera más fidedigna posible el comportamiento real de la construcción. Resulta evidente que el análisis modal-espectral de dicho modelo global, con un número de grados de libertad tan elevado, implica la necesidad de considerar un gran número de modos de vibración para poder cumplir con las condiciones establecidas por la normativa en lo que respecta a la movilización de la masa modal efectiva.

Por último, se ha podido comprobar que los requerimientos de ductilidad de muros, pantallas o cajones recogidos en la normativa, que hacen posible la consideración de factores de comportamiento relativamente elevados, pueden ser analizados con relativa facilidad mediante aplicaciones que permitan su «transformación» en elementos 1D (columnas) equivalentes. Es evidente que su idealización adecuada dentro del modelo global es mediante elementos 2D, pero el tratamiento

posterior, cara al dimensionamiento de armaduras longitudinales y comprobaciones de ductilidad, se simplifica significativamente si se utiliza el mencionado procedimiento. Consecuentemente, la utilización de una aplicación similar a la proporcionada por el programa Sofistik (SIR-cut), junto con el análisis no lineal de las correspondientes secciones de los muros, es altamente recomendable.

Bibliografía

- [1] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. Règles Parasismiques Algériennes. RPA 99/Version 2003. Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique C.G.S. République de Argelia.
- [2] Ministère de l'Urbanisme et de la Construction. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation. Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique C.G.S. République de Argelia.
- [3] Ministère de l'Habitat. Règlement Neige et Vent R.N.V 1999. C.N.E.R.I.B. République de Argelia.
- [4] Ministère de l'Habitat. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique C.G.S. République de Argelia.
- [5] Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón. AENOR, 1993.
- [6] Eurocódigo 8. Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. AENOR, 2011.
- [7] T. Baumann, Zur frage der netzbewehrung von Flächentragwerken, Der Bauingenieur. (47) (1972) 367–377.