832 - 6

c. n. i. t. París

CAMELOT, DE MAILLY y ZEHRFUSS, arquitectos
NICOLAS ESQUILLAN, ingeniero

SINOPSIS

En el número 96 de INFORMES, publicamos una breve reseña descriptiva de este gran proyecto para el Centro Nacional de las Industrias y Técnicas Francesas. Hoy ampliamos dicha documentación con una serie de fotografías del estado actual de la obra, ilustrado con el texto de una brillante conferencia pronunciada por Esquillan para justificar la solución elegida.

El problema de la construcción del C. N. I. T. ha constituido uno de los más duros y complicados que se les ha presentado en todo tiempo a los ingenieros franceses. Los imperativos de un plazo reducido de tiempo, un coste total señalado "a priori" y las enormes dificultades surgidas para lograr una considerable superficie útil mediante luces extraordinarias, han sido las causas por las que al proyecto ha habido que darle una gran cantidad de vueltas. La cubrición de este hall monumental ha sido el centro sobre el que ha girado todo el proyecto, y para su concepción los arquitectos e ingenieros franceses fijaron el programa de la siguiente forma:

"Realizar una cubierta, de hormigón armado o de metal, con una altura de acuerdo con las dimensiones del solar, dando preferencia a la bóveda de crucería de planta triangular equilátera de 225 m de lado y que no se apoyase sobre el terreno nada más que en sus tres vértices."

Y con este programa fueron presentadas por varias Empresas tres soluciones de carpintería metálica; tres de hormigón armado, y dos soluciones más en hormigón armado y estructura metálica. Entre todas ellas la solución elegida fué la presentada por Nicolás Esquillan, director técnico de la Entreprises Boussiron.

Las realizaciones hechas anteriormente de poco sirvieron para la resolución de la cubierta de este Palacio de Exposiciones, ya que el récord mundial, hasta el momento, lo ostentaba el Aeropuerto de Marignane, establecido en el año 1952, con sus bóvedas laminares de hormigón atirantadas, de 101,5 m de luz.

c. n. i. t.
París

N. Esquillan, Ing.

En este caso, la luz es más del doble. Para darse una idea de las gigantescas dimensiones del proyecto, señalemos que se trata de cubrir luces con la longitud de la Plaza de la Concordia y con altura igual a la del Arco de Triunfo. Ahora se comprenderá por qué el proyecto del hangar de Marignane no tenía gran utilidad; no obstante, las experiencias sacadas en las realizaciones anteriores orientaron hacia tres principios fundamentales la concepción de la estructura:

- 1.º La solución de cubierta autoportante conduce a la ligereza de la estructura y a la utilización racional del material.
- 2.º La obtención de un momento de inercia elevado garantiza la resistencia a la flexión y al pandeo.
- 3.º El equilibrio independiente de cada elemento permite una realización escalonada de la obra.

Una bóveda laminar autoportante, es decir, en la que el hormigón armado tiene al mismo tiempo el papel de estructura resistente y de cubierta protectora, sin separar estas dos funciones, parecía, sin duda, la solución buscada. Estudiada con fin de obtener una transmisión directa de los esfuerzos convergentes hacia los puntos de apoyo, esta solución permitía eliminar todos los otros elementos estructurales especiales, tales como nervios, arcos o paneles de una estructura normal, que hubiesen llevado a la solución de una cubierta demasiado pesada.

La trayectoria mínima de los esfuerzos se consiguió de la forma más sencilla y con las mejores condiciones, por medio de cortar la lámina en usos triangulares elementales, que parten directamente desde los puntos de apoyo. La fibra neutra de cada uno de estos usos fué proyectada de manera que suprimiese las flexiones ante la actuación de cargas permanentes, al mismo tiempo que tratando de reducir al mínimo las deformaciones y facilitando la realización por sectores triangulares sucesivos, ya que, cada uno de ellos, es teóricamente autoestable.

En la clave, la reacción debida al efecto de enlace de cada uso se podía absorber, bien por efecto en la propia lámina, como ocurre en el caso de bóvedas de curvatura sencilla, o bien por un elemento especial formando tímpano de clave, como ocurre en el caso de bóvedas onduladas.

El coeficiente de seguridad ha permitido comparar el valor relativo de varias soluciones y de fijar nuestra elección. En una obra de estas luces, el pandeo toma una importancia primordial, ya se trate de un pandeo general del conjunto de la cubierta o del pandeo local de la lámina delgada por formación de alabeos o pliegues. Los radios de curvatura de las directrices de la bóveda proyectada eran considerables y, por lo tanto, las compresiones bajo la acción del peso propio eran sumamente elevadas a causa de las dimensiones colosales de la obra.

Estas mismas dimensiones aumentan la influencia de la retracción y de la deformación lenta, de tal modo que las tensiones de compresión se acercan a las admisibles para los mejores hormigones, tales como los que se usan para el hormigón pretensado.

Bajo estas condiciones, una lámina única, de simple curvatura, llega a ser muy vulnerable a las excentricidades de la fibra media, producidas bien por errores de construcción o por deformaciones bajo cargas asimétricas. Una diferencia de 2 cm entre la trayectoria teórica de la fibra media y su posición real, conduce a una fibra media rectilínea sobre una longitud aproximada de 4 m para radios de curvatura de 100 m y de 16 para 400 m de radio.

Un pequeño error de nivelación en la colocación del andamio, soporte del encofrado, podría provocar una diferencia grande y llegar a anular la curvatura, y hasta invertirla, suprimiendo, de este modo, sobre dicha longitud, el efecto de bóveda que soporta el peso propio. Para una fibra media supuesta parabólica, los radios de curvatura hubieran variado de 150 m en la clave a 320 m en el punto de apoyo. Con respecto a esto, hay que recordar que el puente de Sandö, récord mundial de arcos de hormigón con 264 m de luz, ya se consideraba como un caso forzado por su radio de curvatura de 240 m. Pero su estructura sencilla y maciza no podía constituir un precedente susceptible de dar indicios: aparte de la luz del mismo orden, la estructura de lámina delgada de 6 cm de espesor, objeto de nuestras investigaciones, era en todos aspectos completamente diferente.

Hemos considerado, por lo tanto, desde el principio, una doble lámina con el fin de obtener el momento de inercia máximo con un mínimo de material. Esta disposición, según nuestra opinión, era la única que permitía resistir fácilmente a los momentos flectores y al pandeo general.

Nuestros primeros croquis, que datan de julio del año 1955, son de cubierta de doble lámina, plana u ondulada, con usos radiales, tratando la bóveda en rincón de claustro o por arista, respondiendo a las condiciones precedentes. En esta época, la solución no fué aceptada. Los arquitectos y sus consejeros preferían un intradós reticulado, con cajas profundas que acusasen la estructura mediante el juego de sombras.

La obligación de añadir elementos especiales, muy pesados, para absorber los esfuerzos transversales, especialmente en clave, no entusiasmaba ni a los arquitectos ni a los ingenieros.

lámina autoportante

bóveda nervada

Este peso concentrado en el punto de ordenada máxima de la línea de presiones, venía a aumentar de modo considerable la compresión en la bóveda. Los arquitectos estuvieron un poco escépticos ante la idea del cambio de funicular que producía la introducción de esta carga concentrada en el vértice de los arcos de fachada. Los constructores, por su parte, temían que una doble lámina ondulada, de realización muy delicada, fuese más cara que otras, y preferían, naturalmente, láminas sencillas, de simple curvatura.

En fin, puesto que el grupo de Empresas presentado comprendía constructores en metal y constructores en hormigón armado, era lógico que se estudiasen las soluciones mixtas, las cuales podrían resultar interesantes por aligerar la estructura o por simplificar el andamiaje.

Tenidas en cuenta estas ideas, al final del año 1955 se pasó al estudio de los anteproyectos. La investigación de las presiones críticas de pandeo general de varias estructuras calculadas y proyectadas con la misma cantidad de hormigón para el conjunto de la cubierta, ha permitido comparar la estabilidad respectiva de dichas soluciones y proceder a una primera eliminación:

1. Una bóveda no autoportante, constituida por una red de arcos cruzados que distribuyen sus cargas sobre los tres grandes semiarcos que definen las aristas de la bóveda de crucería, aseguraban, con un coeficiente de elasticidad de 140.000 kg/cm^2 , un coeficiente de seguridad de 1,9, valor que nos parece insuficiente para este tipo de edificio. Para aumentar la seguridad y hacer esta estructura viable, hubiese sido necesario aumentar las dimensiones de los elementos que la constituyen y, entonces, hubiese dejado de ser competitiva en cuanto al precio.
2. Una bóveda laminar única, de simple curvatura, clásica para las bóvedas de luces pequeñas o medias y sobre planta rectangular, precisaba, a causa de su débil resistencia a la torsión y a la forma triangular de la cubierta, una red importante de nervios, con refuerzos de borde considerables. Un cálculo en bóveda laminar demuestra que la transmisión de las cargas a los tirantes principales, que son las aristas de enlace de los tímpanos de fachada, provocaría esfuerzos cortantes inadmisibles. Además, la tensión crítica de pandeo no sobrepasaba los 72 kg/cm^2 . Por el contrario, la compresión de la bóveda bajo su peso propio variaba de 40 a 80 kg/cm^2 . La seguridad era, por tanto, prácticamente inexistente. La investigación del pandeo local conducía a conclusiones más pesimistas aún. El ensayo sobre un modelo reducido confirmaba las indicaciones del cálculo: esta bóveda era muy sensible al pandeo general simétrico por inflación de los riñones y hundimiento del centro. Este resultado no es sorprendente, puesto que la lámina considerada, de 6 a 7 cm de espesor, es, aproximadamente, 20 veces más delgada que la cáscara de un huevo transmitida a la escala de la bóveda.
3. Por último, una bóveda, formada por dos láminas paralelas, con la misma cantidad de material y el mismo módulo de deformación, producía un coeficiente de seguridad de 5,7. Los constructores de hormigón armado, se declararon, por tanto, conformes, a principios de 1956, a emprender de nuevo el trabajo y avanzar los estudios sobre nuestra solución inicial: doble bóveda laminar autoportante formada por usos radiales que parten de los tres puntos de apoyo.

La solución definitiva es, por tanto, totalmente de hormigón armado, incluso sus paneles, almas y tímpanos interiores. La forma triangular de la planta había conducido ya, en el curso de los proyectos antecedentes, a considerar dos puntos importantes:

- 1.º La validez de aplicación de las reglas de la resistencia de materiales.
- 2.º La transmisión de los esfuerzos en las láminas y su distribución alrededor de la clave de la bóveda.

La resistencia de materiales, ciencia aplicada cuyo campo de aplicación está en principio limitado al estudio de piezas prismáticas, produce un conjunto de reglas suficientes para la práctica del constructor. Con cierta prudencia, y corrigiendo de manera conveniente los datos y los resultados, es posible extender el campo de aplicación de estas fórmulas y de sus métodos. La experiencia que habíamos adquirido a través de la construcción de numerosas láminas de simple y doble curvatura, y especialmente a través de los ensayos sobre modelos reducidos de las naves de Marignane, en 1943, confirmados durante la construcción en 1950, nos permitía estar seguros del funcionamiento del arco frente a los esfuerzos principales en el caso de grandes luces. La hipótesis de Bernoulli, según la cual las secciones transversales se mantienen planas después de la deformación, queda, por tanto, respetada. Sólo la distribución y la aplicación de los esfuerzos elementales en varios elementos de la estructura, así como la distribución y la transmisión de pensiones, debían ser objeto de una investigación especial en una segunda fase de cálculo, lo cual no constituye ninguna dificultad.

Sin embargo, las vigas y arcos prismáticos (y las ondas, que se les pueden asimilar) suponen que la sección transversal de la pieza es constante al desplazarse normalmente a la fibra media. Ahora, a causa de su forma triangular en planta, la bóveda del Palacio C. N. I. T. se diferenciaba bastante del proyecto precedente de Marignane. Pero Résal y, después de él, Pigeaud, han demostrado que en el caso de cambio progresivo y bastante lento de la sección, pueden seguir aplicándose los principios de la resistencia de materiales, y que, incluso, en el caso de una altura que cambia rápidamente con divergencias de 60° entre arranques y clave, el aumento de las tensiones es moderado. Pero nosotros estábamos lejos de tal variación, ya que las dos bóvedas laminares que definen cada onda son paralelas.

Sin embargo, este ángulo de 60° existe, pero en la planta, y sus consecuencias

son, por consiguiente, diferentes y relativas al segundo punto principal que nos queda por examinar: las trayectorias de tensiones o plexo tensional de la bóveda.

Si cada sector triangular elemental posee como característica el mismo funicular de cargas permanentes que su vecino, se puede, dejando por el momento el problema de pandeo, considerar aislado, y encontrar su equilibrio mediante un esfuerzo normal en los estribos y en la clave un empuje completado por una reacción transversal. ¿Pero seguirían en la lámina completa, abierta 60° y reforzado el nudo por el efecto de diedro, esta misma trayectoria las isostáticas?... Un modelo fotoelástico a escala 1,50 ha permitido verificar que estas hipótesis de esfuerzos radiales a partir del apoyo estaban muy cerca de la realidad.

Sin embargo, a pesar de estos razonamientos y resultados, se ha tendido a equilibrar los distintos elementos de forma independiente. Así, por ejemplo, al construir separados los segmentos triangulares relativamente estrechos, los esfuerzos se orientarían en las direcciones previstas con mucha más seguridad. Esta era una razón más para elegir el sistema de construcción por medio de elementos independientes, además de obligarlo la necesidad de ahorrar andamio y encofrado.

Pero el problema crucial de una bóveda laminar de tanta luz es el del pandeo combinado con la fluencia. La seguridad al pandeo general se combate, como habíamos dicho, con el empleo de la doble lámina.

El pandeo general de la cubierta terminada, así como el de las secciones separadas durante el curso de su realización, ha sido determinado por el cálculo de la presión crítica por medio de la fórmula del pandeo euleriano con un coeficiente de elasticidad $E = 1 \times 10^6 \text{ t/m}^2$, con lo que se ha obtenido un coeficiente de seguridad superior a 4.

Pero también hemos procedido a considerar otras cuestiones. No hemos pensado, en efecto, si un arco se hunde de repente por efecto del pandeo euleriano, bajo el efecto de una presión prácticamente fija. En un caso concreto nos parece más correcto considerar el aumento de deformaciones reales teniendo en cuenta las desviaciones máximas de la fibra media tanto en abscisas como en ordenadas, bajo el efecto de errores eventuales de construcción o actuación de sobrecargas disimétricas y deformaciones de segundo orden. Estas deformaciones reales:

- 1.º Deben tender hacia un límite finito, compatible con la realización correcta de la construcción.
- 2.º La bóveda deformada debe presentar un coeficiente de seguridad de, por lo menos, 2 en las zonas más sometidas a esfuerzos de flexión compuesta.

Para el pandeo local de las láminas y de sus almas, la solución correcta del problema resultaba ser de mayor importancia para la estabilidad de la cubierta. Ondulamos la bóveda de la nave de Marignane buscando un momento de inercia suficiente por la forma misma de la lámina de doble curvatura. En el caso de la cubierta del C. N. I. T., la inercia estaba dada por el empleo de la doble lámina y por el diedro de la bóveda de arista. Sin embargo, debíamos, a pesar de la complicación de su realización, el ondular en el sentido transversal con el fin de evitar el pandeo local, sin añadir nervios ni paneles.

Todos los autores están de acuerdo al determinar la tensión crítica, n , de una lámina cilíndrica de sección recta circular constante sometida a una compresión central, por la fórmula:

$$n_{crit} = k E \frac{R}{e},$$

en la cual: E es el módulo de elasticidad del material empleado; e , el espesor de la lámina; R , su radio de curvatura, y k , un coeficiente determinado teóricamente o experimentalmente.

Era suficiente, por lo tanto, combinar de manera razonable el espesor de la lámina y su radio de curvatura para obtener el coeficiente de seguridad que fijásemos. Por desgracia, la documentación daba valores de k bastante variables, y, por otra parte, todas las experiencias citadas se referían a cilindros metálicos y su traslado al hormigón era arriesgado por falta de conocimiento exacto del coeficiente de elasticidad, E , que había que adoptar para el hormigón sometido a tensiones permanentes elevadas.

Todas estas consideraciones y su resolución técnica han conducido casi automáticamente a la forma definitiva de la cubierta, a causa de las exigencias resistentes de los materiales empleados y de sus procedimientos de puesta en obra.

Métodos constructivos

Dado el corto período de tiempo disponible y la escasez de personal especializado, se hizo uso de piezas prefabricadas en todas aquellas partes que este sistema encajaba.

Entre el material auxiliar utilizado, el más destacado son las tres grandes grúas, de 3 t de potencia, (que corren a lo largo de las tres fachadas), de gran radio de acción, y que se han elevado convenientemente sobre soportes para lograr una altura libre de 50 m sobre el suelo.

Se instaló una Central que suministraba el hormigón a la obra y a los talleres de prefabricación montados en su proximidad.

La primera parte que se construyó fué el forjado de la planta principal, que se utilizaría después para apoyar el entramado para los encofrados, y disminuir la altura y asiento de estos soportes.

Para hormigonar las dos hojas de la gran bóveda se tuvieron presentes los principios siguientes:

1) Mantener el equilibrio entre fuerzas y deformaciones en la bóveda de acuerdo con los supuestos introducidos en el proyecto.

2) Terminar la obra en veintiún meses a partir de la fecha de disposición libre del terreno de ubicación del centro, de acuerdo con lo establecido en el contrato de ejecución.

El forjado de la planta principal, estribos, anclajes y tirantes dispuestos bajo el suelo, se emprendieron simultáneamente a fin de ganar tiempo. El tesado de los tirantes entre estribos se realizó por fases sucesivas, y a medida que se descimbraba se aumentaba el número de cables tesados con objeto de ir absorbiendo el empuje que transmitían los nuevos elementos a los estribos, sin que por ello pudiera variar la posición de estos últimos.

sección X-X

claro formada por los sectores principales

sección teórica

bóveda

centro elástico

tirante

montante compuesto

suelo y empotramiento elástico

dirección de las fuerzas hacia los apoyos

típano de claro

sector parcial tubular

3° 20'

60°

Los arranques de la gran bóveda, sometidos a las mayores tensiones, fueron los primeros que se hormigonaron, ya que en esta zona se debía ganar tiempo para su curado y resistencia con el tiempo, pues es en la que se han dejado los huecos para los gatos de descimbrado, que necesitan un apoyo sano y resistente. El hormigonado de esta zona se apoyó sobre un entramado de madera que descansaba sobre el forjado de la planta principal. Se continuó hormigonando, en altura, a partir de la extremidad de esta zona, con objeto de que el hormigón se comportase correctamente en el momento de empujar los gatos para descimbrar. Todos estos trabajos han constituido la fase constructiva preliminar.

La bóveda propiamente dicha se hormigonó en tres fases. En la primera se hormigonaron tres sectores, que se unían en la clave y se soportaban con entramados tubulares (1.ª fase). Terminados estos tres sectores, se corrían los encofrados y sus entramados soporte, uno a cada lado, y se hormigonaba por bandas sucesivas laterales (2.ª fase), y terminada ésta se repetía la operación hasta terminar (3.ª fase).

secciones transversales

Esta forma de operar ha permitido una gran celeridad constructiva y gran economía de andamios, encofrados y entramados, puesto que se ha seguido el procedimiento de reempleos, y con él, resultados altamente satisfactorios en todos los aspectos. Es de notar la sencillez del método y coordinación en el tiempo y elementos estructurales, que en este caso se resuelve con banda o sectores radiales de bóveda yuxtapuestos lateralmente unos con otros en serie sucesiva a uno y otro lado de las tres aristas principales que definen geométricamente el tipo de estructura.

Preparados los encofrados de la cimbra se hormigonó sobre una pendiente de 35°, utilizando mezclas secas y agentes plastificantes. Como el hueco entre hojas es de 2,80 m de altura y era difícil hormigonar tabiques verticales de sólo 6 cm de espesor, éstos se prefabricaron al pie de obra en piezas de 1,5 t para hacerlas manejables. Colocadas las almas, diafragmas o tabiques entre hojas, se levantaban los soportes de la capa aislante y hoja superior, se colocaban las armaduras y se terminaba de hormigonar la estructura.

Como es natural, tanto la hoja superior como la inferior se sometieron a un tratamiento de curado.

Descimbrado

Los métodos constructivos empleados han permitido obtener tres ventajas notables para la operación del descimbrado. Estas ventajas se pueden resumir así:

1) La presencia de tres sectores separados según las directrices aproxima mucho el comportamiento real resistente de los materiales al que ha sido objeto de análisis en el cálculo de la bóveda.

Una vez unidas las tres partes que constituyen estos sectores, los efectos de las sobrecargas son relativamente bajos respecto al correspondiente al peso propio.

2) La repartición del flujo de fuerzas se verifica de tal forma que se ajusta más a las hipótesis establecidas en el cálculo estático.

3) Se podía lograr la libertad necesaria para continuar el hormigonado de la bóveda después del descimbrado, siguiendo el procedimiento por bandas sucesivas, ya que éstas se podían deformar libremente después de ser descimbradas y durante el periodo siguiente en que se manifiesta la deformación lenta.

No obstante estas ventajas debió preverse un inconveniente, porque la independencia entre partes o sectores debía dejar libertad a los movimientos según la vertical provocados por el peso propio.

Fotos: BOUSSIRON y LUCIEN HERVÉ

Esta libertad se ha conseguido mediante rodillos entre chapas colocadas en los labios de las extremidades de los sectores que se ponen en contacto en la clave. Para evitar posibles desgarras del material en la proximidad de las chapas, el hormigón se ha pretensado siguiendo las armaduras la dirección vertical.

Las operaciones de descimbrado se pudieron haber hecho antes, pero se prefirió dar más tiempo para que el hormigón ganase resistencia, se efectuasen las deformaciones previstas, reducir las posibilidades de pandeo nocivo, y lograr, en suma, mayor seguridad.

Al entrar los gatos en acción gradualmente, y terminadas las deformaciones del período elástico, pronto se observó que la presión en los gatos permanecía constante y la bóveda se iba levantando en la clave, momento que indicaba que se podía empezar el descimbrado.

La colocación de los gatos
en la zona de arranques es preferible
a su situación en huecos practicados en la clave,
ya que, de esta forma, los arranques
nunca dejaron de intervenir
por causas de la elasticidad del encimbrado.

Antes de proceder a hormigonar todos los huecos
y juntas que se dejaron
durante la construcción, se procedió
a una comprobación del estado general
de la estructura,
para poder corregir si esto fuera necesario.

La presión ejercida por los gatos hidráulicos
en sus alojamientos
situados en arranques, se elevó
a 17.400 toneladas en las dos últimas partes.

Después de varios meses de espera
para permitir que las deformaciones lentas
llegasen a ser muy pequeñas,
se hormigonaron las juntas y se obtuvo el deseado
monolitismo estructural.

El primer ensayo de carga se verificó
distribuyendo 80 toneladas de peso sobre
uno de los tres sectores,
produciendo así un estado de carga
francamente asimétrico.

Las deformaciones obtenidas se ajustaron
a las previstas en el cálculo.
Las variaciones de tensiones se siguieron de cerca,
con ayuda de elongómetros acústicos,
durante todo el periodo constructivo y fases
posteriores, colocados en los estribos,
láminas y en la clave.

Esta estructura, de 206 m de luz en fachada
y de 238 entre apoyos de aristas,
de doble hoja delgada,
constituye un récord mundial en su clase.