

Análisis de una estructura histórica de D. Ildefonso Sánchez del Río: el Palacio de Deportes de Oviedo

Analysis of a historical structure by Mr. Ildefonso Sánchez del Río: the Sports Pavilion of Oviedo

Luca Ceriani ^a, Guillermo Blanco Fernández ^b, Álvaro Serrano Corral ^c,
Ginés Ladrón de Guevara Méndez ^d

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo Tysa). Jefe de Proyectos. luca.ceriani@mc2.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo Tysa). Jefe de Proyectos. guillermo.blanco@mc2.es

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo Tysa). Director Técnico. alvaro.serrano@mc2.es

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo Tysa). Director de Proyectos. gines@mc2.es

RESUMEN

La cubierta del Palacio de los Deportes de Oviedo, inaugurado en el año 1975, representa un hito en la historia de las tipologías estructurales laminares en hormigón “armado”. Fue concebida por el célebre Ingeniero D. Ildefonso Sánchez del Río que desarrolló, para una luz libre de 100 m, el sistema constructivo de cubiertas laminares onduladas semi-prefabricadas. El presente análisis de esta grandiosa estructura histórica surge a raíz de la necesidad de establecer su seguridad en el caso de la instalación de una nueva impermeabilización y de un videomarcador en la clave de su arco central, así como la evaluación de su estado de conservación, que ha llevado a rehabilitar y reforzar las rótulas de arranque de los arcos.

ABSTRACT

The roof of the Sports Pavilion of Oviedo, opened in 1975, represents a milestone in the history of concrete shells. It was conceived by the distinguished civil engineer D. Ildefonso Sánchez del Río who developed, for a 100 m free span, the construction system of semi-prefabricated arches with a curved and thin cross section. The analysis of this brilliant historical structure arises from the need to establish its security in the case of installation of a new waterproofing layer and a video marker in its central section, as well as the assessment of its conservation status, which led to the rehabilitation and reinforcement of the articulates supports of the main arches.

PALABRAS CLAVE: estructura laminar, arco-onda, bovedilla cerámica, escaneo láser, rehabilitación.

KEYWORDS: concrete shell structure, arch, masonry unit, laser scan, rehabilitation

1. Introducción

La cubierta del Palacio de Deportes de Oviedo es la culminación de la obra de D. Ildefonso Sánchez del Río, en la cual tuvo la oportunidad de demostrar la eficiencia del sistema constructivo constituido por arcos-onda para grandes luces. Dicha cubierta, que con sus 100 m de luz de vano libre superó en tamaño y esbeltez a algunas de las construidas en décadas

anteriores en toda Europa, representa el final de una etapa en la historia del diseño y construcción de cubiertas de esta tipología [1, 2, 3, 4].

En ella se emplea el sistema constructivo de cubiertas laminares onduladas semi-prefabricadas (figuras 1 y 2), mediante el cual el autor había proyectado y construido un gran número de estructuras a partir de los años 40 del

siglo pasado hasta el año 1975, fecha de inauguración del Palacio de Deportes de Oviedo.

MC2 Estudio de ingeniería recibió el encargo de evaluar el estado resistente actual de la estructura de dicha cubierta y de establecer las condiciones resistentes de la misma frente a las futuras cargas previstas, correspondientes a una

nueva impermeabilización y a la disposición de un videomarcador colgado de los arcos centrales. De la misma manera, MC2 redactó un proyecto de rehabilitación de las rótulas de arranque de los arcos-ondas que constituyen la estructura principal de sustentación de la gran cubierta.

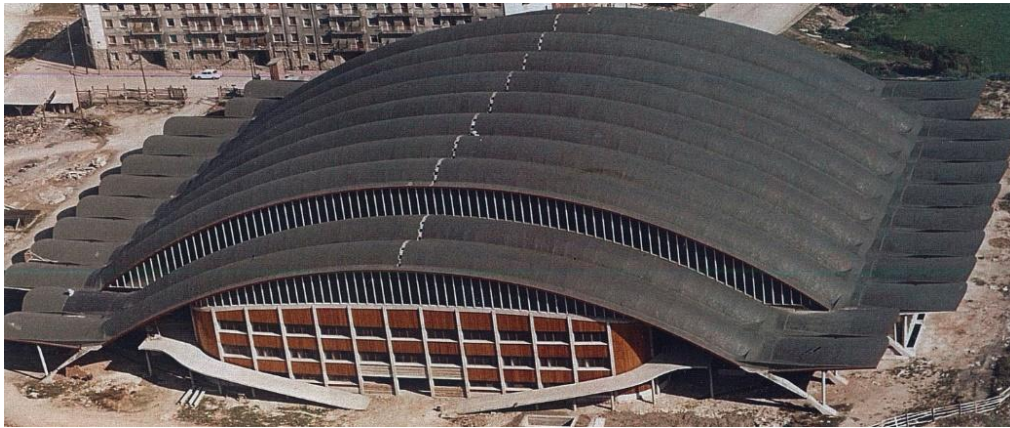


Figura 1. Vista aérea del Palacio de Deportes de Oviedo durante la construcción.



Figura 2. Interior del Palacio de Deportes de Oviedo.

2. Descripción de la estructura y del proceso constructivo empleado

2.1. Estructura de cubierta

El espacio de la cubierta está constituido por tres bóvedas laminares, una central formada por 8 arcos-onda de 7 m de ancho y 100 m de luz y dos laterales simétricas compuestas por 2 arcos-onda, también de 7 m de ancho, y 90 m de luz, completando una planta cuadrada de superficie

aproximada de $100 \times 100 \text{ m}^2$.

Los arcos están articulados en sus arranques, originándose luces de 96 m y 84 m entre articulaciones, en los arcos centrales (ver sección longitudinal en figura 3) y laterales respectivamente. Las reacciones se transmiten al terreno por medio de esbeltos contrafuertes sobre encepados de pilotes, tal y como se muestra en la misma imagen.

Cada arco está compuesto por un sistema modular de dovelas-onda prefabricadas, de

dimensiones en planta 7×3.2 m, compuestas por un conjunto de bovedillas cerámicas completadas por unos nervios longitudinales y, superiormente, por una capa de hormigón ligeramente armado con un espesor medio de apenas 4 cm, dando lugar a un paquete de 18 cm de espesor total (Fig. 4). Cada dovela-onda cuenta además con dos nervaduras de rigidez transversal, en las que se embeben los ganchos necesarios para su manipulación.

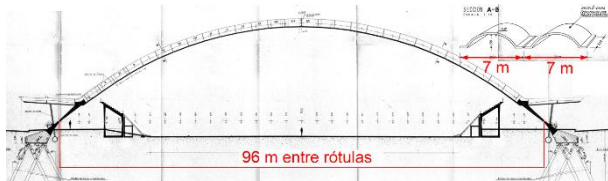


Figura 3. Sección longitudinal de un arco-onda

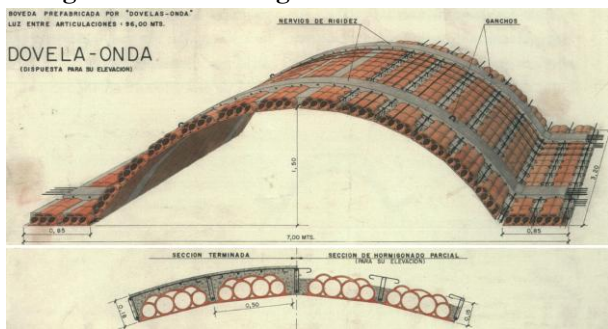


Figura 4. Sección transversal de un arco-onda.

2.2. Proceso constructivo

Las dovelas-ondas se fabricaban a pie de obra y, previamente a su colocación sobre las cimbras, se ejecutaba parcialmente la capa de compresión para que la pieza adquiriera la suficiente estabilidad y resistencia para su posterior izado.

Debido a las dimensiones de la cubierta, se ejecutaban parejas de arcos-onda sobre cimbras de apoyo reutilizables, según se muestra en la figura 5. Las dovelas-onda se izaban y colocaban sucesivamente sobre la cimbra, completándose posteriormente la ejecución de los nervios de rigidez y de la capa de hormigón en el extradós de la lámina.

Las dovelas-onda de la clave de los arcos estaban dotadas de unos nervios de borde de hormigón armado provistos de cajeados donde alojar los gatos hidráulicos que permitieron la puesta en carga de los arcos, la liberación del apoyo en la cimbra y el descimbrado de los arcos.

La aplicación activa del esfuerzo axial en la clave resultaba fundamental para garantizar la adecuada geometría inicial del arco frente a la acción del peso propio, permitiendo incluso anular la parte de la retracción producida en el hormigón hasta el instante de la puesta en carga de los arcos (alrededor de 50 días).

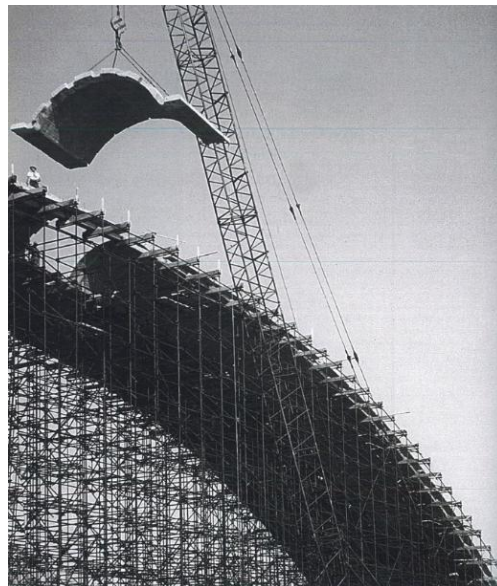


Figura 5. Colocación de dovelas-onda sobre cimbra.

3. Comprobación geométrica de la cubierta

Al tratarse de una bóveda laminar de gran luz, donde el peso propio y la carga muerta de impermeabilización, proporcional al primero, son predominantes con relación a la intensidad de las acciones exteriores (sobrecarga de mantenimiento, nieve y viento), la directriz del arco-onda debe ser antifunicular del peso propio.

Sin embargo, debido a que en la época en la que se redactó el proyecto el manejo numérico de la ecuación de la catenaria resultaba complejo, la directriz teórica del arco se aproximó al de una parábola de 4º grado. Esta aproximación determina de origen una ligera desviación de la geometría del arco frente al ajuste más preciso que habría proporcionado el empleo de una parábola de 6º grado. En consecuencia, la acción de peso propio da lugar a momentos flectores en el arco de valor no despreciable.

Para analizar de manera precisa el comportamiento de la bóveda laminar, ha sido necesario determinar previamente la geometría real del arco tipo, con el fin de evaluar su ajuste en relación con la geometría teórica ideal. Para ello, se ha llevado a cabo un escaneo completo de las superficies interior y exterior de la cubierta mediante un sistema láser 3D, generándose una nube de puntos de gran densidad (Fig. 6) la cual, superpuesta a la geometría teórica, ha permitido determinar que la desviación máxima actual en la clave es de 76 mm.

Aunque los desplazamientos instantáneos del arco y su cimentación, bajo la acción del peso propio, quedaron anulados en la fase de puesta en carga del mismo mediante la aplicación del axil de gateo en la clave, los efectos diferidos del arco y los asientos a largo plazo de la cimentación han producido un descenso del arco respecto a la posición inicial de construcción.

Partiendo de esta situación, y por iteraciones sucesivas, se ha determinado la directriz de arco indeformado a emplear en los modelos de cálculo. Dicha geometría, que podría llamarse “configuración indeformada real”, es tal que, tras aplicar las cargas permanentes y el delta térmico equivalente a la retracción y sobre todo a la fluencia, se logra una deformada equivalente a la proporcionada por la nube de puntos.

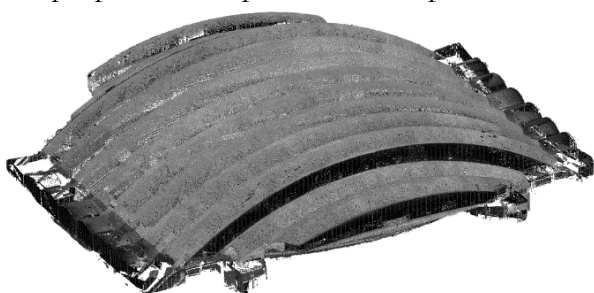


Figura 6. Nube puntos mediante sistema láser 3D.

4. Modelos de cálculo y comprobaciones seccionales

Siguiendo el criterio que ya se establecía en la Memoria del proyecto original, el cálculo de la bóveda ondulada se reduce a cada uno de los dos tipos de arcos-onda que la integran, respectiva-

mente de 96 m y 84 m entre articulaciones.

Las posibles acciones transversales son recogidas por el conjunto de la cubierta y transferidas a las cimentaciones mediante el efecto pórtico resultante de la sucesión de arcos-bóveda conectados entre sí.

Para el análisis de cada arco tipo se han desarrollado dos modelos de cálculo de elementos finitos empleando el software comercial ANSYS:

- Modelo de un arco-onda mediante elementos de tipo viga tridimensional con 6 grados de libertad (modelo “a”, figura 7).
- Modelo de dos arcos-onda mediante elementos lámina (modelo “b”, figura 8).

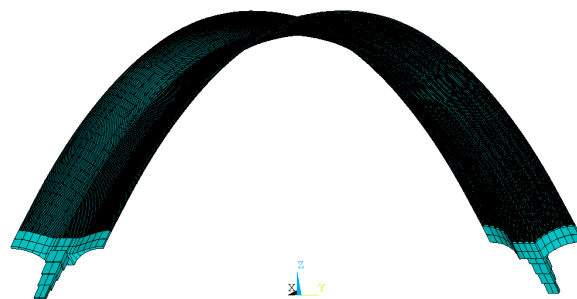


Figura 7. Modelo de elementos finitos de un arco-onda mediante elementos tipo viga tridimensional.

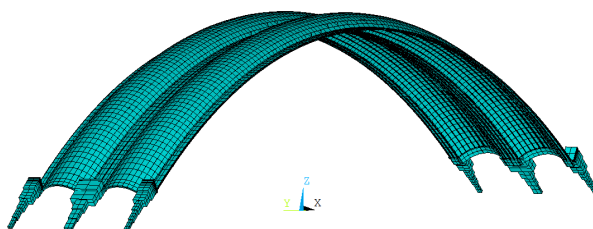


Figura 8. Modelo de elementos finitos de dos arcos-onda mediante elementos tipo lámina.

Se han llevado a cabo los siguientes análisis con objeto de determinar el estado resistente actual la cubierta:

- Análisis geoméricamente no-lineal del pandeo global del arco en su plano.
- Análisis geoméricamente no-lineal del pandeo global y local de una pareja de arcos.
- Análisis lineal evolutivo del arco frente a las acciones actuales y futuras.

Los dos primeros análisis permiten determinar las posibles inestabilidades del sistema de arcos y la validez de un análisis lineal evolutivo que se realiza en el tercer análisis.

4.1. Análisis geoméricamente no-lineal del pandeo global del arco en su plano

Mediante el modelo de elementos finitos tipo “a” se obtiene el primer modo de pandeo del arco y la carga crítica de Euler asociada con dicho modo $P_{cr, Euler, 1} / P_{ELU} \cong 6.5$ (figura 9).

DISPLACEMENT
STEP=1
SUB=1
[FACT=6.48193]
DMX=1.23204

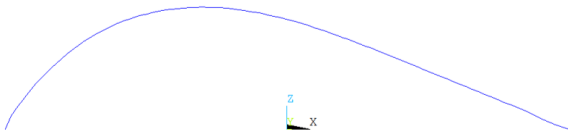


Figura 9. Deformada correspondiente al primer modo de pandeo global del arco-viga.

Se modifica la “configuración indeformada real” considerando una imperfección, respecto a la geometría teórica, proporcional al primer modo de pandeo, siendo la desviación máxima del arco de valor $L/500 \cong 200$ mm, mayor que los 76 mm obtenidos en la medición real en la clave.

A partir de esta nueva geometría se lleva a cabo un análisis elástico considerando la no-linealidad geométrica y aplicando las acciones más desfavorables con su valor mayorado (ELU), para posteriormente incrementar proporcionalmente dichas cargas hasta provocar la inestabilidad del arco. Se alcanza un factor $P_{cr,1} / P_{ELU} \cong 5.7$, ligeramente inferior al correspondiente a la carga crítica de Euler que no tiene en cuenta las deformaciones adicionales por imperfecciones de la pieza.

Se determina por lo tanto que el arco tiene un comportamiento muy favorable frente al pandeo global en su plano.

4.2. Análisis geoméricamente no-lineal del pandeo global y local

Siguiendo la misma metodología descrita en el apartado anterior, se lleva a cabo un análisis de pandeo empleando el modelo de elementos finitos tipo “b”, con elementos de tipo “lámina”, obteniendo un factor $P_{cr,1} / P_{ELU} \cong 6.1$ (figura

10), muy similar al obtenido con el modelo de tipo “viga”. El primer modo de pandeo local del arco lámina se obtiene para un factor de 15.4 (figura 11), confirmando así la escasa influencia que los posibles modos de pandeo locales tendrán en el comportamiento resistente de la cubierta.

DISPLACEMENT
STEP=1
SUB=1
[FACT=6.09439]
DMX=1.23612

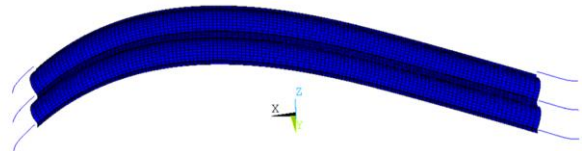


Figura 10. Deformada correspondiente al primer modo de pandeo global del arco-lámina.

DISPLACEMENT
STEP=1
SUB=3
[FACT=15.3437]
DMX=1.04155

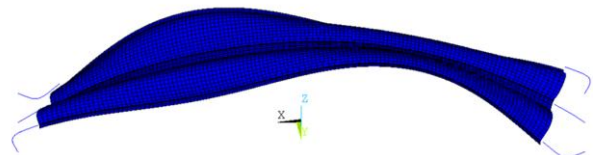


Figura 11. Deformada correspondiente al primer modo de pandeo local del arco-lámina.

4.3. Análisis lineal evolutivo del arco frente a las acciones actuales

4.3.1. Acciones y esfuerzos correspondientes

Los esfuerzos a lo largo del arco de mayor luz se obtienen empleando un modelo de elementos finitos con elementos de tipo viga tridimensional. A partir de la “configuración indeformada real”, se aplican las siguientes cargas:

- Peso propio (pp)
- Carga permanente (cp): pp+ c. muerta (cm)
- cp + delta térmico equivalente a retracción y fluencia (ΔT_{eq})
- cp + ΔT_{eq} + acciones variables con sobrecarga mantenimiento (sc) dominante.
- cp + ΔT_{eq} + acciones variables con viento (w) dominante.
- cp + ΔT_{eq} + acciones variables con térmico (T) dominante.

- Todas las combinaciones anteriores, pero con acciones mayoradas (ELU)

La carga muerta está constituida por la lámina de impermeabilización ($cm_1=0.05 \text{ kN/m}^2$) y por la capa de gunita en el intradós de la cubierta ($cm_2=22.5 \text{ kN/m}^3 \times 0.040 \text{ m} = 0.90 \text{ kN/m}^2$).

Se aceptan las siguientes hipótesis conservadoras:

- Se aplica una sobrecarga de mantenimiento asimétrica, en el semiarco, maximizándose así el momento flector positivo y negativo en los riñones del arco.
- Se toma un valor de 1.00 kN/m^2 para la sobrecarga de mantenimiento, en lugar de mitigarlo a valores de alrededor de 0.40 kN/m^2 , en línea con los propuestos por el Eurocódigo 1 para cubiertas de grande superficie.
- En la situación de viento dominante, para la cual el Código Técnico de la Edificación define un coeficiente de concomitancia nulo para la sobrecarga de mantenimiento, se opta por tomar 0.5. Además, el semiarco sobre el cual actúa dicha sobrecarga se halla a barlovento, maximizando los momentos flectores en los riñones del arco.

En la siguiente tabla, y a título de ejemplo, se muestran las parejas de axil y momento flector en las secciones críticas de los riñones del arco, bajo las cargas mayoradas (ELU), en las dos hipótesis pésimas: sobrecarga de mantenimiento dominante y viento dominante.

Tabla 1. Esf. ELU (hipótesis $cp+\Delta T_{eq}+sc$)

	Riñón izdo.	Riñón dcho.
Axil (kN)	-2935	-3175
Momento (kNm)	1768	-2933

Tabla 2. Esf. ELU ($cp+\Delta T_{eq}+w+0.5\cdot sc+0.6\cdot T$)

	Riñón izdo.	Riñón dcho.
Axil (kN)	-2504	-2589
Momento (kNm)	2359	-1763

En cuanto a los esfuerzos en servicio, el máximo momento negativo en el riñón del arco se obtiene para la combinación característica de

sobrecarga dominante mientras que el máximo momento positivo resulta de la combinación con viento dominante y sobrecarga de uso y térmico concomitantes:

$M_{min} = -1492 \text{ kNm}$ (cara superior traccionada)

$M_{max} = +1506 \text{ kNm}$ (cara inferior traccionada)

4.3.2. Materiales

La Memoria del proyecto original proporciona los siguientes valores de resistencia característica para el acero de armar y el hormigón:

- Acero de armar: $f_{yk} = 420 \text{ MPa}$

- Hormigón: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$; $f_{cd} = 20 \text{ MPa}$

La resistencia media a flexotracción resulta ser de 2.9 MPa .

4.3.3. Comprobaciones seccionales en servicio mediante análisis evolutivo de la sección

En la Memoria del proyecto original se consideraba una sección mixta de arco-onda, compuesta por el hormigón armado de los nervios longitudinales y de la capa superior, y por el material cerámico de las bovedillas. Sin embargo, para realizar los análisis seccionales actuales, se desprecia la contribución de las bovedillas, al desconocerse su estado de conservación (figura 12).

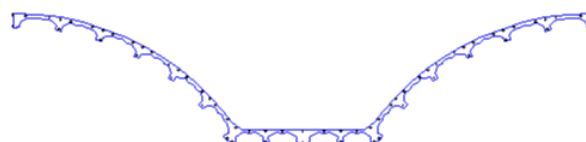


Figura 12. Sección de arco-onda analizada.

A partir de las parejas de esfuerzos N-M para cada combinación (sobrecarga o viento dominante) y paso de carga ($pp_{t=0}$, $cp_{t=0}$, $cp_{t=\infty}$, $ctk_{t=\infty}$, $ctd_{t=\infty}$), se lleva a cabo el análisis evolutivo de las secciones críticas de arco mediante un programa de cálculo seccional no comercial. Dicho programa permite analizar la historia tensional y de deformaciones de secciones complejas, desde la puesta en caga hasta la rotura, teniendo en cuenta la evolución de los esfuerzos y de las características mecánicas de los materiales que la componen.

En la situación de sobrecarga de mantenimiento asimétrica dominante, y en la sección crítica de máximo momento negativo, se detecta la presencia de tracciones en la capa superior de hormigón (figura 13). Sin embargo, las tensiones de tracción obtenidas (2.66 MPa) son menores que la resistencia media a flexotracción del hormigón (2.9 MPa) y por tanto no se produce la fisuración del mismo.

En cuanto a la cara inferior de la sección del arco-onda, se alcanzan unas tensiones de compresión en el hormigón de -7.76 MPa, totalmente controladas.

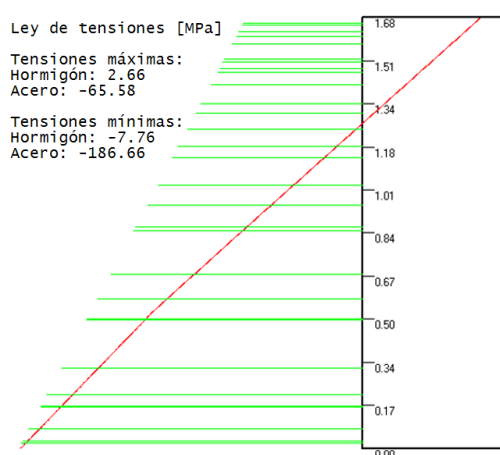


Figura 13. Ley de tensiones en la sección con mayor momento flector negativo en servicio (ELS).

En la misma figura se puede observar cómo, a tiempo infinito y bajo los esfuerzos correspondientes a la carga total característica, el acero se encuentra comprimido en todo el canto de la sección, incluso en el extradós del arco donde aparecen tracciones en el hormigón. Esto es debido a que, en la situación de carga permanente con la sección comprimida en su práctica totalidad, y en virtud de la fluencia, el hormigón se descarga merced a la sección metálica. A tiempo infinito, el momento negativo debido a las acciones variables tracciona el hormigón, pero no llega a descargar el acero de armar, que presentaba una compresión más importante.

La fluencia genera unos esfuerzos hiperestáticos en el arco que van evolucionando según la misma curva de fluencia. Resultaría excesivamente conservador introducir dichos

esfuerzos al principio, en su totalidad, ya que se acentuaría la transferencia de la compresión, desde la sección de hormigón a la metálica, lo que se traduciría en unas tracciones de mayor envergadura en el extradós de la sección crítica analizada. Se han introducido por lo tanto los esfuerzos hiperestáticos según los siguientes escalones, teniendo en cuenta la curva de fluencia y el hecho de que el proceso de gateo y puesta en carga del arco se realiza a los 50 días: 50 % (50-200 días); 80 % (t=750 días); 95 % (t=2500 días); 100 % (t=10000 días).

En la situación de viento dominante, con el 50 % de sobrecarga de mantenimiento asimétrica concomitante, y en la sección crítica de máximo momento positivo, se detecta la presencia de tracciones en la cara inferior de la sección del arco-onda (Fig. 14). Aunque las tensiones de tracción obtenidas (3.16 MPa) son ligeramente mayores que la resistencia media a flexotracción del hormigón (2.9 MPa), las tensiones en la armadura traccionada (85.1 MPa) son suficientemente modestas como para que el Estado Límite de Fisuración esté controlado según los criterios del Eurocódigo 2, incluso bajo acciones características, muy superiores a las cuasipermanentes con las que habría que comprobar este estado.

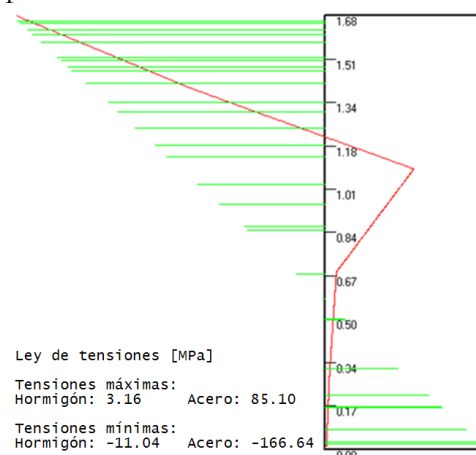


Figura 14. Ley de tensiones en la sección con mayor momento flector positivo en servicio (ELS).

En cuanto a la cara superior de la sección del arco-onda, se alcanzan unas tensiones de compresión en el hormigón de -11 MPa, también totalmente controladas.

4.3.4. Comprobaciones seccionales bajo cargas mayoradas (ELU)

Sobre la sección de arco más desfavorable actúan los siguientes esfuerzos correspondientes a la situación de cargas mayoradas: $N_d = -3175 \text{ kN}$ y $M_d = -2933 \text{ kNm}$. Se lleva a cabo un análisis seccional evolutivo, alcanzándose el equilibrio de la sección con unas tensiones en el hormigón de -17.0 MPa , inferiores a f_{cd} , sin que se produzcan por lo tanto plastificaciones.

En la figura 15 se muestra el diagrama de interacción en rotura de la sección y el cálculo del coeficiente de seguridad de la misma en ELU, de valor $1.36 > 1$.

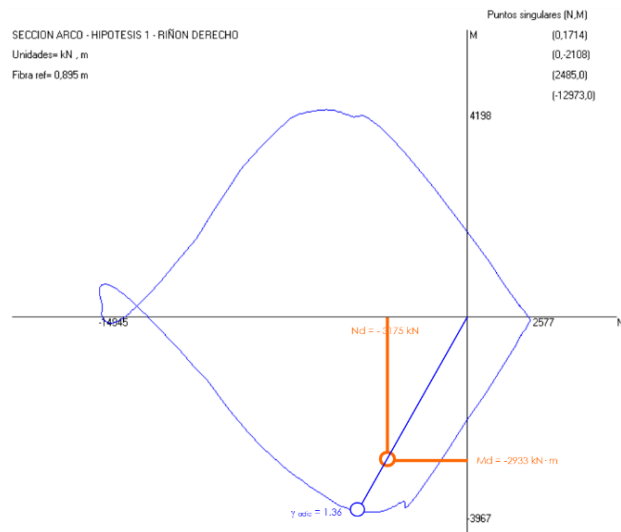


Figura 15. Diagrama de interacción en rotura y coeficiente de seguridad en la situación existente.

4.4. Análisis lineal evolutivo del arco frente a las acciones futuras

4.4.1. Cargas adicionales futuras

Adicionalmente a las acciones definidas en el apartado 4.3, se consideran las siguientes cargas adicionales:

- Nuevas capas de impermeabilización y aislamiento de la cubierta (sin retirar la capa existente, del lado de la seguridad):
 $\Delta c_{m1} = 0.10 \text{ kN/m}^2$
- Nuevo videomarcador colgado de los dos arcos centrales, con una carga total de 36 kN aplicada en 12 puntos (figura 16).

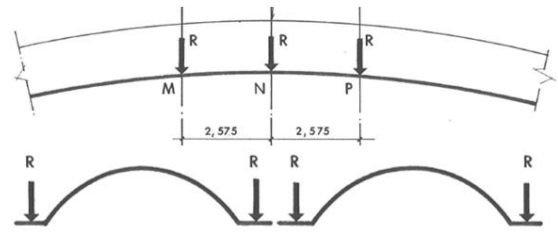


Figura 16. Esquema cargas puntuales de nuevo videomarcador.

En la situación de sobrecarga de mantenimiento asimétrica dominante, y en la sección crítica con máximo momento flector, los esfuerzos característicos experimentan los siguientes incrementos, muy moderados:

$$N_{k,i} = -2764 \text{ kN} \quad N_{k,f} = -2815 \text{ kN} \quad (+1.8\%)$$

$$M_{k,i} = -1491 \text{ kNm} \quad M_{k,f} = -1543 \text{ kNm} \quad (+3.5\%)$$

Análogamente a lo que sucedía en la situación existente, se aprecian ligeras tracciones en el hormigón de la capa superior (2.79 MPa) manteniéndose la fisuración del mismo bajo control.

En cuanto a los esfuerzos mayorados (ELU), se aprecian los siguientes incrementos, del todo despreciables:

$$N_{d,i} = -3175 \text{ kN} \quad N_{d,f} = -3199 \text{ kN} \quad (+0.8\%)$$

$$M_{d,i} = -2933 \text{ kNm} \quad M_{d,f} = -2995 \text{ kNm} \quad (+2.1\%)$$

Se lleva a cabo un análisis seccional evolutivo hasta esta situación, alcanzándose el equilibrio de la sección con unas tensiones en el hormigón de -17.1 MPa (Fig. 17), inferiores a f_{cd} y prácticamente iguales a las obtenidas en la situación existente.

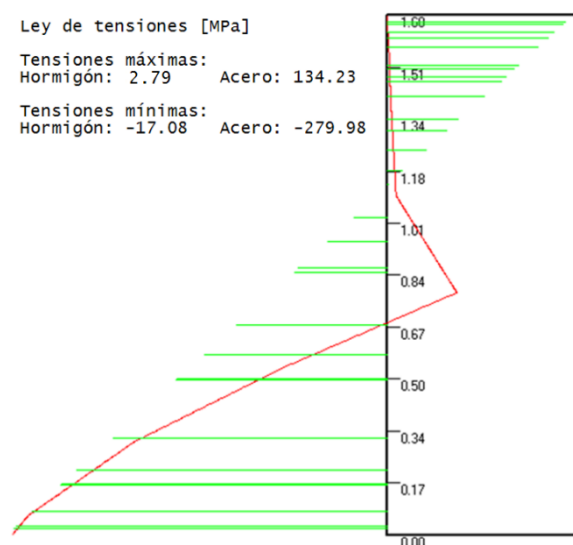


Figura 17. Ley de tensiones en ELU en la situación futura de sobrecarga dominante.

En la figura 18 se muestra el coeficiente de seguridad adicional en ELU sobre las acciones normativas, de 1.33, prácticamente equivalente al obtenido en la situación existente (1.36).

En la situación de viento dominante, con el 50 % de sobrecarga de mantenimiento asimétrica concomitante, y en la sección de máximo momento, los esfuerzos característicos y mayorados experimentan unos incrementos despreciables, análogamente a la situación de sobrecarga dominante anteriormente descrita.

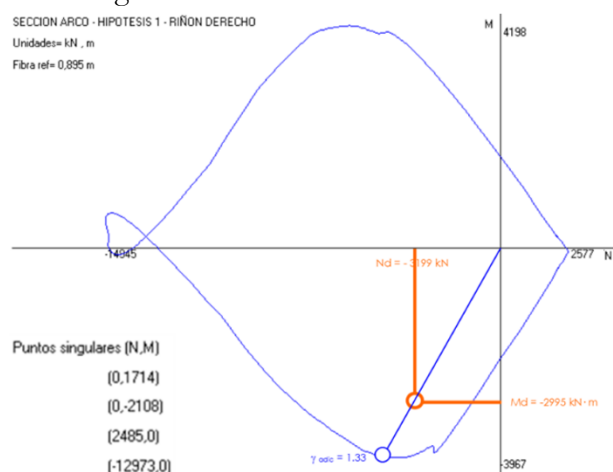


Figura 18. Diagrama de interacción en rotura y coeficiente de seguridad en la situación futura.

5. Rehabilitación de las rótulas

La articulación cilíndrica de los arcos-onda se efectúa mediante la presencia de siete barras de 60 mm de diámetro y 3 m de longitud a cada lado de la articulación (Fig. 19), orientadas siguiendo la directriz del arco. Dichas barras se anclan en el plinto inferior y en el puntal de arranque del arco, dos piezas de hormigón fuertemente armadas, rematadas frontalmente mediante dos chapas metálicas de testa de 20 mm de espesor, atravesadas por las mismas barras $\Phi 60$.

Las rótulas en el exterior del edificio presentaban un estado de degradación superior al de las rótulas interiores: ausencia de la urna de vidrio, oxidación de las chapas, agrietamiento de las fundas cromadas y fisuración superficial del hormigón (Fig. 20). Sin embargo, tras retirar las fundas, se comprobó que la pérdida de sección en las barras más oxidadas era despreciable.

Luca Ceriani – Guillermo Blanco Fernández – Alvaro Serrano Corral – Ginés Ladrón de Guevara Méndez / IX CONGRESO ACHE – GRANADA

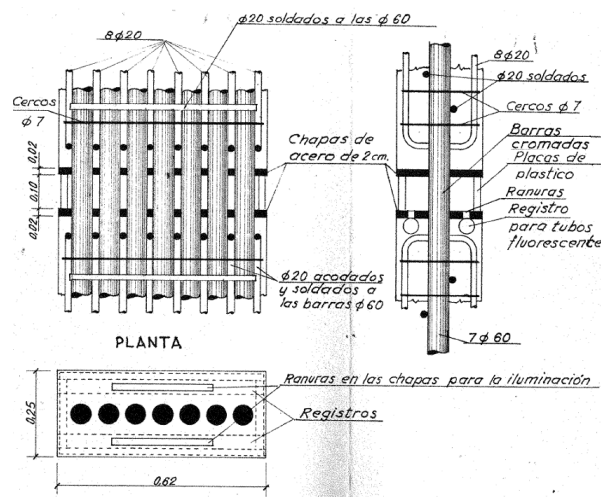


Figura 19. Definición de articulación original.



Figura 20. Estado rótula exterior.

Se comprueba la sección metálica constituida por las 7 barras $\Phi 60$, bajo los esfuerzos de diseño y considerando un desvío de la directriz (Fig. 21), lo que provoca la aparición de un cortante y momento flector parásitos. Tras obtener un resultado favorable, se determina también el desvío máximo que podría asumir la directriz para que la sección metálica de la rótula siguiera cumpliendo a flexo-compresión, obteniendo valores de 16 y 8 °, según se considere una sobrecarga de mantenimiento respectivamente de 0.50 o 1.00 kN/m².



Figura 21. Desvío de directriz.

Sin embargo, al hallar un coeficiente de seguridad favorable pero más ajustado, para las secciones de hormigón armado a caballo de la

rótula, y considerando el desvío actual, se refuerzan estas últimas a través de placas metálicas, según se muestra a continuación.

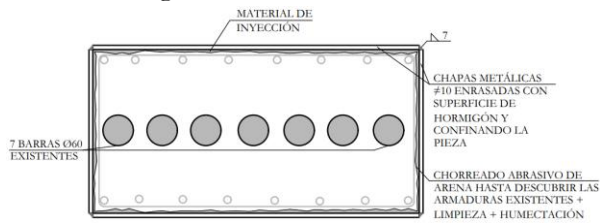


Figura 22. Esquema refuerzo (sección transversal).

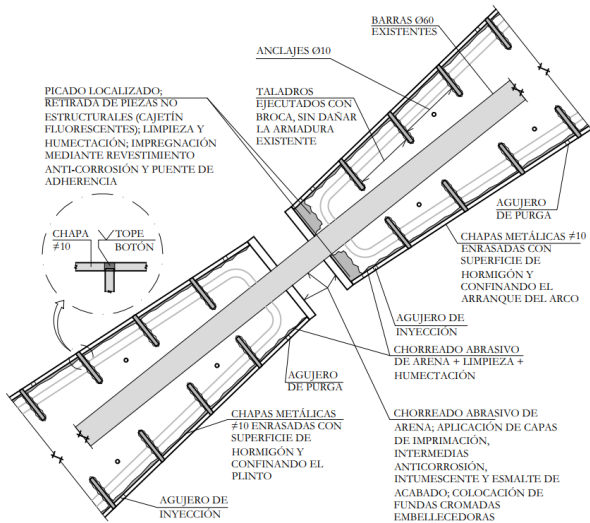


Figura 23. Esquema refuerzo (alzado).



Figura 24. Fase de inyección.

En la Fig. 24 se muestra un detalle de rótula reformado, durante la operación de inyección de la holgura entre el confinamiento metálico y la superficie de hormigón así reparada: picado, limpieza mediante cepillado, impregnación con revestimiento anticorrosión y puente de adherencia, y aplicación del mortero de reparación. Las superficies metálicas existentes se tratan realizando una limpieza y aplicando una

imprimación anticorrosión y una capa de pintura intumescente.

6. Conclusiones

La cubierta laminar del Pabellón de Deportes de Oviedo representa un caso paradigmático donde la geometría representa su adecuación al fenómeno resistente de bóveda comprimida bajo cargas permanentes.

El estudio realizado ha puesto de manifiesto que esta emblemática estructura, intuitiva y osada, todo un hito en la historia de las tipologías estructurales laminares en hormigón “armado” cumple con los requisitos estructurales planteados por la normativa actual, tan distante de los códigos normativos vigentes en el momento de la construcción.

Se ha procedido a la rehabilitación y refuerzos de las rótulas que constituyen el elemento más delicado de la estructura, permitiendo un alargamiento considerable de la vida útil de esta estructura quincuagenaria.

7. Referencias

- [1] I. Sánchez del Río Pisón, Estructuras laminares cerámicas, Informes de la Construcción Vol. 12 n°119 (1960).
- [2] I. Sánchez del Río Pisón, Palacio de Deportes de Oviedo, Informes de la Construcción Vol. 29 n°287 (1977) 73-85.
- [3] U. Arregui, José Calavera, P. Cassinello, E. González Valle, J. Manterola, B. Revuelta Pol, F. Sáenz Ridruejo, F. J. Sánchez del Río, J. A. Torroja, Ildefonso Sánchez del Río Pisón, el ingenio de un legado, Fundación Juanelo Turriano, 2011.
- [4] P. Cassinello, La evolución de las estructuras laminares; innovaciones de Ildefonso Sánchez del Río, Informes de la Construcción Vol. 65 n°530 (2013) 147-154.