



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA DEL HIPÓDROMO DE LA ZARZUELA DE EDUARDO TORROJA MEDIANTE SAP2000

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA
TRABAJO FINAL DE GRADO

Francisco Rubén Esparcia Cañada

Tutor: David Gallardo Llopis

Curso académico 2017/2018



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA DEL HIPÓDROMO DE LA ZARZUELA DE EDUARDO TORROJA MEDIANTE SAP2000

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA
TRABAJO FINAL DE GRADO

Francisco Rubén Esparcia Cañada

Tutor: David Gallardo Llopis

Curso académico 2017/2018

RESUMEN

El siguiente trabajo tiene su origen en la fascinación por uno de los más importantes ingenieros de todos los tiempos, Eduardo Torroja Miret, a quien el propio Wright consideraba como el mejor ingeniero de su época. De entre todas sus obras se ha escogido el Hipódromo de la Zarzuela por tratarse de una de las más icónicas y reconocidas a nivel nacional e internacional y estar clasificada como Bien de Interés Cultural desde 2009.

Con respecto a su estructura, el estudio se divide en dos grandes bloques. En el primero, se lleva a cabo una amplia recopilación de documentación bibliográfica del edificio. Con ello se pretende conseguir una fundamentada base documental que le permita al lector conocer la historia y características de este y, a su vez, aporte los suficientes datos para elaborar, apoyándonos en herramientas informáticas, un modelo digital del edificio que servirá de base para el segundo bloque del trabajo.

La segunda fase se basa en analizar y concluir si el edificio cumple con la normativa vigente en cuanto a las exigencias relativas al requisito de seguridad estructural. Para ello, se estudia el modelo digital obtenido en la primera parte con el programa de cálculo estructural SAP2000. Este programa en concreto, dentro del campo del cálculo estructural con base en elementos finitos, es uno de los más extendidos a nivel mundial gracias fundamentalmente a su flexibilidad; característica que lo hace igual de apropiado para su uso tanto en ingeniería como en arquitectura. Además, para el caso concreto del edificio que nos atañe, es el más adecuado por la complejidad de las superficies geométricas utilizadas en la concepción del mismo.

Por último, el trabajo finaliza con una pequeña síntesis, a modo de conclusión, de los datos más significativos obtenidos a lo largo del estudio.

Eduardo Torroja Miret | Hipódromo de la Zarzuela | Hormigón Armado | SAP2000 |
Arquitectura

RESUM

El següent treball té el seu origen en la fascinació per un dels més importants enginyers de tots els temps, Eduardo Torroja Miret, a qui el propi Wright considerava com el millor enginyer de la seua època. D'entre totes les seues obres s'ha escollit l'Hipòdrom de la Zarzuela per tractar-se d'una de les més icòniques i reconegudes a nivell nacional i internacional i estar classificada com Bé d'Interès Cultural des de 2009.

Pel que fa a la seua estructura, es divideix en dos grans blocs. En el primer, es duu a terme una àmplia recopilació de documentació bibliogràfica de l'edifi. Amb açò es pretén aconseguir una fonamentada base documental que li permeta al lector conèixer la història i característiques del mateix i, al seu torn, aporte les suficients dades per a elaborar, recolzant-nos en eines informàtiques, un model digital de l'edifici que servirà de base per al segon bloc del treball.

La segona fase es basa a analitzar i concloure si l'edifici compleix amb la normativa vigent quant a les exigències relatives al requisit de seguretat estructural. Per a açò, s'estudia el model digital obtingut en la primera part amb el programa de càlcul estructural *SAP2000. Aquest programa en concret, dins del camp del càlcul estructural amb base en elements finits, és un dels més estesos a nivell mundial gràcies fonamentalment a la seua flexibilitat, característica que ho fa igual d'apropiat per al seu ús tant en enginyeria com en arquitectura. A més, per al cas concret de l'edifici que ens concerneix, és el més adequat per la complexitat de les superfícies geomètriques utilitzades en la concepció del mateix.

Finalment, el treball finalitza amb una xicoteta síntesi, a manera de conclusió, de les dades més significatives obtingudes al llarg de l'estudi.

Eduardo Torroja Miret | Hipòdrom de la Zarzuela | Formigó Armat | SAP2000 | Arquitectura

ABSTRACT

The fascination with one of the most important engineers of all time, Eduardo Torroja Miret —whom Wright himself considered as the best engineer of his time—, elicits this dissertation. Among all his designs, the “Hipódromo de la Zarzuela” has been chosen because it is one of the most iconic and recognized either nationally or internationally, classified as an Asset of Cultural Interest since 2009.

The study is divided into two large blocks. In the first one, an extensive compilation of bibliographic documentation of the building is carried out with the aim of obtaining a well-founded documentary base that allows the reader to know its history and characteristics and, in turn, provide enough data to elaborate —aided by computer tools— a digital model of the building that serves as the basis for the second block.

The second phase is based on analyzing and concluding if the building complies with current regulations regarding the requirements related to the structural safety requirement. To do this, the digital model obtained in the first part is studied with the SAP2000 structural calculation program. This program in particular, within the field of structural calculation based on finite elements, is one of the most widespread worldwide thanks mainly to its flexibility; a feature that makes it equally appropriate for use both in engineering and architecture. In addition, for the specific case of the building that concerns us, it is the most suitable due to the complexity of the geometric surfaces employed in its conception.

The thesis ends with a brief summary, by way of conclusion, of the most significant data obtained throughout the study.

Eduardo Torroja Miret | Hipodromo de la Zarzuela | Reinforced concrete | SAP2000 |
Architecture

ÍNDICE

BLOQUE 1. DOCUMENTACIÓN.....	Pág. 7
1. Introducción.....	Pág. 7
1.1. Eduardo Torroja Miret: vida.....	Pág. 7
1.2. La construcción en hormigón armado. Primeros ejemplos.....	Pág. 8
2. Las estructuras laminares en la obra de Eduardo Torroja.....	Pág. 10
3. Antecedentes y concurso del nuevo hipódromo.....	Pág. 14
3.1. Hipódromo Real.....	Pág. 14
3.2. El concurso.....	Pág. 15
3.2.1. Propuestas.....	Pág. 16
3.2.2. Acta del jurado y ganadores.....	Pág. 17
3.3. Propuesta ganadora de Arniches-Domínguez-Torroja.....	Pág. 17
4. Proyecto realizado.....	Pág. 22
BLOQUE 2. ANÁLISIS.....	Pág. 29
5. Modelo de análisis.....	Pág. 29
5.1. Geometría en AutoCAD.....	Pág. 30
5.2. Propiedades de sección.....	Pág. 31
5.2.1. Materiales.....	Pág. 31
5.2.2. Dimensiones.....	Pág. 32
5.3. Vínculos.....	Pág. 35
5.3.1. Coacciones exteriores en apoyos.....	Pág. 35
5.3.2. Desconexiones internas.....	Pág. 36
5.4. Evaluación de las acciones.....	Pág. 36
5.4.1. Clasificación según el CTE DB-SE.....	Pág. 36
5.4.1.1. Acciones permanentes (G).....	Pág. 37
5.4.1.1.1. Peso propio.....	Pág. 37
5.4.1.1.2. Pretensado.....	Pág. 37
5.4.1.1.3. Acciones del terreno.....	Pág. 37
5.4.1.2. Acciones variables (Q).....	Pág. 37
5.4.1.2.1. Sobrecarga de uso.....	Pág. 37
5.4.1.2.2. Acciones sobre barandillas y elementos divisorios.....	Pág. 38
5.4.1.2.3. Viento.....	Pág. 38
5.4.1.2.4. Acciones térmicas.....	Pág. 39

5.4.1.2.5.	Nieve.....	Pág. 40
5.4.1.3.	Acciones accidentales (A).....	Pág. 40
5.4.1.3.1.	Sismo.....	Pág. 40
5.4.1.3.2.	Incendio.....	Pág. 41
5.4.1.3.3.	Impacto.....	Pág. 41
5.4.2.	Resumen de las acciones sobre el modelo.....	Pág. 41
5.5.	Asignación de cargas.....	Pág. 42
6.	Verificaciones basadas en coeficientes parciales.....	Pág. 43
6.1.	Valores de cálculo de los materiales.....	Pág. 43
6.2.	Valores de cálculo de las acciones.....	Pág. 44
6.3.	Combinaciones de acciones.....	Pág. 45
7.	Análisis del modelo con SAP2000 e interpretación de los resultados.....	Pág. 47
7.1.	Comprobación de los Estados Límite de Servicio.....	Pág. 48
7.1.1.	Comprobación de los Estados Límite de Servicio de Deformación.....	Pág. 48
7.1.1.1.	Flechas verticales.....	Pág. 49
7.1.1.2.	Desplazamientos horizontales.....	Pág. 51
7.1.2.	Comprobación de los Estados Límite de Servicio de Vibración.....	Pág. 51
7.1.3.	Comprobación de los Estados Límite de Servicio de Fisuración.....	Pág. 51
7.2.	Comprobación de los Estados Límite Últimos.....	Pág. 51
7.2.1.	Soporte.....	Pág. 51
7.2.2.	Viga.....	Pág. 54
7.2.3.	Tirante.....	Pág. 56
7.2.4.	Lámina de cubierta.....	Pág. 60
8.	Conclusiones.....	Pág. 68
8.1.	Respecto del edificio y su estructura.....	Pág. 68
8.2.	Respecto del programa SAP2000 y la modelización.....	Pág. 69
	Referencias y bibliografía.....	Pág. 70
	Normativa.....	Pág. 71
	Listado de imágenes.....	Pág. 71

BLOQUE 1. DOCUMENTACIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. EDUARDO TORROJA MIRET: VIDA

Eduardo Torroja Miret nació el 27 de agosto de 1899 en Madrid. Era hijo de D. Eduardo Torroja Caballé (1847-1918) y D^a Mercedes Miret Salesas.

En 1917 ingresó en la Escuela de Ingenieros de Caminos, y terminó sus estudios en 1923. Cabe destacar a dos de sus profesores, Jose Eugenio Ribera de la asignatura *Puentes de fábrica y hormigón armado* y Juan Manuel de Zafra de la asignatura *Puertos y Señales Marítimas y hormigón armado*, “por la importancia que tuvieron en la formación y en la orientación profesional de los ingenieros que estudiaron en el primer cuarto del siglo XX y, en particular, en el caso de Eduardo Torroja” (Antuña, 2002: 2).

El primero de ellos, Eugenio Ribera, fundó la empresa *Hidrocivil*, que fue la primera de ámbito nacional que construyó obras de hormigón armado y en la que un gran número de arquitectos recién graduados de la época, entre ellos Torroja, trabajaron durante sus primeros años, lo que les permitió adquirir una gran formación práctica que les sería de gran ayuda durante su etapa profesional posterior (Antuña, 2002: 2).

Por su parte, Juan Manuel de Zafra decidió dedicar gran parte de su vida a la investigación y a la docencia, y “publicó en 1911 el primer tratado de construcción de hormigón armado en España. Además, a lo largo de los años 1912 y 1913, publicó una serie de artículos en la *Revista de Obras Públicas* en los que explicaba los métodos de cálculo de estructuras basados en el trabajo elástico y que, ampliados, fueron el origen del libro *Calculo de Estructuras*” (Antuña, 2002: 3). Fue una figura clave porque introdujo a nivel nacional las novedades que los técnicos de otros países estaban haciendo en materia de resistencia de materiales y de estructuras y su aplicación a la práctica de la construcción. Un ejemplo de ello fue el trabajo que “entre 1874 y 1875 Mohr publica sobre el principio de los trabajos virtuales para obtener esfuerzos en barras y desplazamientos en nudos de estructuras de barras articuladas” (Antuña, 2002: 4). A pesar de que Zafra consideraba que los procedimientos gráficos eran poco precisos y rigurosos, y en todos los casos recomendaba el uso de soluciones analíticas, Torroja emplearía ambos indistintamente para sus proyectos.

En lo que respecta a su etapa profesional, Torroja “realizó sus obras más importantes entre 1926 y 1936, alcanzando en aquellos años un prestigio tan alto que el propio Frank Lloyd Wright llegó a decir que Torroja era el más grande ingeniero que existía, cuando aún vivían nada menos que Freyssinet, Maillart y Nervi” (León, 2002: 142). A partir de 1936 se centró en su carrera investigadora y académica, durante la cual se dedicó a impartir clases y a redactar numerosas instrucciones. Fue profesor en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid entre 1939 y 1961 y posteriormente, en las Universidades de Princeton, Harvard, Escuela de Arquitectura de Raleigh, Massachusetts Technical Institute de EE. UU. y Universidad de Buenos Aires. Fue nombrado Doctor Honoris Causa en diferentes universidades y fue miembro de numerosas asociaciones profesionales hasta su muerte, el día 15 de junio de 1961 en Madrid.

Fue un gran pionero y defensor del uso del hormigón armado en las estructuras, *“ya que consideraba que con él se puede alcanzar la expresividad del fenómeno resistente, donde se funde el hecho tensional y el efecto estético, la función resistente en la expresión estética”* (León, 2002: 142). Esto es debido a la capacidad que tiene dicho material para ser moldeable y que no está presente en otros materiales como es el acero, material por excelencia en la construcción de estructuras desde que a finales del siglo XVIII se perfeccionara la máquina de vapor durante la Revolución industrial.

Este nuevo material le permitió a Torroja generar elementos con un gran valor compositivo y formal y *“sólo a partir de él descubre las estructuras laminares, sus láminas, un velo envolvente continuo y de pequeñísimo espesor que al tiempo que cierra, envuelve y abriga este espacio, se sostiene a sí mismo. Con ellas alcanzará la gloria. Las láminas le permiten la creación de infinitos tipos posibles con espesores hasta 1/700, con la libertad y la fecundidad de su imaginación”* (León, 2002: 142). Algunos ejemplos de estas estructuras son: la lámina cilíndrica empleada en la cubierta del frontón de Recoletos en Madrid de 1935, la cúpula semiesférica rebajada del mercado de Algeciras de 1933 o el hiperboloide de la cubierta del hipódromo de la Zarzuela en Madrid de 1934.

1.2. LA CONSTRUCCIÓN EN HORMIGÓN ARMADO. LOS PRIMEROS EJEMPLOS DE ESTRUCTURA LAMINAR

En el contexto europeo, la primera construcción en hormigón armado se la debemos a Lambot quien en 1851 realizó un barco con cal hidráulica de 5 cm de espesor. Posteriormente, en 1865, Monier patentó el primer sistema constructivo y en lo que respecta al estudio teórico del comportamiento del material, este comenzó en 1866 con Koenen en Alemania y continuó, en 1894, con los estudios de E. Coignet y N. de Tédesco en Francia.

Uno de los grandes avances tecnológicos del material tuvo lugar en 1892 cuando Hennebique patentó su sistema, en el cual, se empleaban cercos transversales con el objeto de unir la armadura de tracción con el bloque de hormigón comprimido. A partir de este momento, se patentarían muchos otros sistemas basados en los mismos principios.

En Europa existían dos grandes empresas especializadas en la construcción con este nuevo material, la de Hennebique en Francia que data de 1892 y la Wayss und Freytag en Alemania de 1893. Con respecto a los métodos de cálculo utilizados por estas, la empresa de Hennebique empleaba su propio sistema de cálculo basado principalmente en los resultados de los ensayos realizados por ellos, mientras que *“en la empresa alemana trabajaba el ingeniero Ernst Mörsch, quien, en 1902, definió las bases de lo que hoy se conoce como la teoría clásica del cálculo de secciones de hormigón armado. Estudió el comportamiento de la sección utilizando los diagramas tensión-deformación de acero y hormigón, deduciendo una serie de expresiones con las que comprobar secciones sometidas a flexión”* (Antuña, 2002: 6).

Freyssinet, Dischinger, Maillart o Nervi eran algunas de las figuras que, a nivel europeo, más destacaban por su construcción con este nuevo material y más en concreto por sus estructuras laminares; Freyssinet fue uno de los primeros en emplearlas.

Algunos ejemplos importantes en la historia de este tipo de estructuras son: los hangares para dirigibles situados en Orly (Francia), proyectados por Freyssinet entre 1921 y 1923 y destruidos durante la Segunda Guerra Mundial por aviones estadounidenses, con unas

dimensiones de 175 metros de largo, 91 metros de ancho y 60 metros de altura; la cúpula de Schott & Gen de Jena de 1924 con 40 metros de diámetro y 6 cm de espesor, o el Palazetto dello Sport, de Nervi, construido en 1958 en Roma, del que destaca su cúpula de 60 metros de diámetro con una altura en la clave de 21 metros y un espesor no constante que llega a ser de tan solo 2,5 cm, apoyada sobre 36 pilares en forma de “Y” (véase imagen 1).



Imagen 1: Vista exterior del Palazetto dello Sport, Nervi, 1958. (Fuente: <https://theredlist.com>)

Otro referente, pero en este caso no europeo, fue Felix Candela, quien en la misma época también fascinaba al público internacional con sus estructuras laminares en forma de paraboloides hiperbólicos. Aunque si hay que hablar de un pionero en la construcción de este tipo de estructuras, este fue sin duda Antonio Gaudí quien 50 años antes las empleó en la Sagrada Familia de Barcelona; eso sí, mediante bóvedas tabicadas cerámicas y no con hormigón armado como las ejecutarían otros arquitectos más tarde (León, 2002: 143).

Dentro del panorama español destacaron sobre todo dos personas, de las cuales ya hemos hablado anteriormente, una de ellas fue José Eugenio Ribera, quien representaba a la empresa Hennebique en España y que ya en 1898 realizaba estructuras en hormigón. Sin embargo, *“las primeras construcciones realizadas en España con este marial fueron dos puentes sobre los ríos Lavalé y Lumbres en Soria, proyectados por Ricardo Bellsolá y ejecutados con cemento natural fabricado en Soria”* (Antuña, 2002:8). Posteriormente, a partir de 1901, Ribera patentaría su propio sistema de construcción con lo que se independizaría de la empresa francesa. El segundo referente es Juan Manuel de Zafra, quien, a su vez, también patentó su propio sistema de construcción con este material.

Hasta la obra de Torroja existen pocos ejemplos construidos con láminas de hormigón. Sólo cabe destacar que *“Idelfonso Sánchez del Río proyectó varias cubiertas de depósitos utilizando arcos de hormigón armado, entre los que se coloca una losa del mismo material de apenas 5 cm de espesor. Una de estas obras es el cuarto depósito de aguas de Oviedo, construido en 1925”* (Antuña, 2002: 10).

2. LAS ESTRUCTURAS LAMINARES EN LA OBRA DE EDUARDO TORROJA

Tal y como puntualizaba García (1999: 15) *“la obra arquitectónica no se puede separar de la finalidad funcional o práctica para la que ha sido construida, como tampoco se debe desligar la solución formal, de la armonía propia del objeto y la de su entorno. Eduardo Torroja proyecta sus obras obedeciendo las leyes de la estática, modela las estructuras según las fuerzas en el espacio, y lo logra siempre tras una investigación minuciosa y estricta de las alternativas, con un claro conocimiento intelectual de los problemas asociados a cada ámbito, logrando la concordancia entre ciencia y el arte de la construcción”*.

Torroja tenía una gran capacidad para analizar y resolver cualquier problema estructural gracias a su amplio conocimiento de la geometría, la teoría de estructuras y el comportamiento del hormigón armado. Todos estos conocimientos le permitieron generar a lo largo de su vida una gran variedad de estructuras laminares de hormigón armado de gran belleza y elegancia, que lo convirtieron en un prestigioso ingeniero a nivel mundial.

En este apartado se estudiarán algunas de sus obras más célebres. Antes de empezar, parece interesante recordar algunas generalidades de las superficies geométricas y del comportamiento de las estructuras laminares.

Las superficies geométricas que nos interesan *“son las engendradas por una línea (generatriz), indeformable o no, que se mueve en el espacio, según una ley determinada o continua o apoyándose sobre una o varias líneas o superficies (directoras). También pueden ser engendradas como envolventes de otras superficies”* (Izquierdo, 1999: 102).

Según su curvatura, pueden ser de simple o doble curvatura. Es importante mencionar que *“la curvatura de una superficie en un punto se determina trazando planos normales a la superficie en dicho punto (secciones normales)”* (Reig, 1999: 16).

En las superficies de simple curvatura o curvatura única, una de las dos secciones principales (paralelas a los ejes principales de esta) es recta. Por tanto, son desarrollables (superficie reglada) y su índice de curvatura de Gauss es nulo. Pertenece a este grupo los conos y cilindros.

Por el contrario, en las superficies de doble curvatura las dos secciones principales son curvas. Además, no son desarrollables y se subdividen en dos grupos: las de índice de curvatura de Gauss positivo (sinclásticas) y las de índice negativo (anticlásticas).

Las superficies de doble curvatura con índice positivo (sinclásticas) son superficies no regladas en las que *“las dos curvaturas son del mismo signo, en el entorno de un punto las secciones principales están al mismo lado del plano tangente”* (Reig, 1999: 17). Formarían parte de este grupo el elipsoide y paraboloides de revolución y el paraboloides elíptico.

En las de índice negativo (anticlásticas), las dos curvaturas *“son de signo contrario, las tangentes trazadas en el punto a las secciones principales son asintóticas y se localizan a ambos lados del plano tangente, con curvaturas opuestas”* (Reig, 1999: 17). A este grupo pertenecen el hiperboloides de revolución, el paraboloides hiperbólico y el conoide.

Los tipos de cónicas y cuádricas regladas más usados por Torroja fueron el cono de revolución, el cilindro de revolución y el hiperboloide hiperbólico de revolución (León, 2002: 144).

En lo que respecta al comportamiento estructural de las láminas de hormigón armado, A. M. Haas (1971: 154) explica que *“para la eficacia estructural es conveniente elegir una forma que aproxime el estado de tensiones de membrana tanto como se pueda”*. Por lo tanto, es de gran importancia el conocer las propiedades inherentes de cada una de estas superficies para conseguir su máximo aprovechamiento estructural.

También argumenta que *“el cálculo según la teoría de membrana desprecia toda flexión en el estudio del equilibrio del elemento lámina. En otras palabras, se trata de un tipo de lámina en la que las tensiones de flexión son despreciables en comparación con las tensiones de membrana”* (Haas, 1971: 154); sin embargo, esto solamente ocurre en aquellas láminas absolutamente flexibles y que carecen totalmente de rigidez a flexión, como son las láminas de material textil, las cuales sólo son capaces de trabajar bajo tensiones de tracción.

No obstante, a nosotros como técnicos nos interesan las láminas de hormigón que tienen rigidez finita a la flexión y que *“pueden resistir en el estado de membrana tanto compresiones como tracciones debido a su rigidez finita a la flexión. Únicamente cuando las fuerzas de compresión exceden de un cierto valor crítico la lámina se hace inestable. Por consiguiente, para estas láminas las tensiones del estado de membrana constituirán una de las posibles condiciones de tensión”* (Haas, 1971: 154).

En este punto del texto parece necesario explicar que en una lámina sometida al estado de tensiones de membrana, *“las cargas exteriores (incluidas las del peso propio) se transforman en fuerzas de membrana actuando en la superficie media de la lámina. Esta transformación de las cargas exteriores en fuerzas de membrana debe ser tan aproximada como admita el diseño. Debe visualizarse la transformación de una carga normal en un flujo de fuerzas a lo largo de innumerables líneas de presión y/o catenarias en la superficie media (líneas de presión o catenarias según las forma de la lámina)”* (Haas, 1971: 154).

Además, también hay que tener en cuenta que en las láminas de curvatura nula la transformación de las fuerzas normales en fuerzas de membrana es menos eficiente que en las de doble curvatura.

Gracias a la rigidez finita a la flexión de las láminas de hormigón, Torroja consiguió que pequeños espesores pudieran resistir cargas concentradas, ciertas influencias imprevistas en los bordes y pequeñas tensiones debidas a la temperatura (Haas, 1971: 154). Un ejemplo de ello son los 5 cm que tiene la lámina de la cubierta del Hipódromo de la Zarzuela en los bordes y que, durante las pruebas del modelo experimental, fue capaz de resistir una carga de hasta 6,05 kN/m², *“2,5 veces mayor que su carga total (peso propio más acciones variables) y 8,6 veces mayor que el valor de carga teórico previsto”* (Moragues, 2015).

A continuación se van a analizar algunas obras de Torroja, en base a los conceptos geométrico-estructurales de los que se ha hablado en los párrafos anteriores. Si las clasificamos en orden cronológico, las obras a tratar son: (1933) Mercado de Algeciras, (1935) Frontón Recoletos en Madrid, (1956) Cuba Hiperbólica de Fedala en Marruecos.

La Cubierta del Mercado de Algeciras (1933) pertenece al grupo de las superficies no regladas de doble curvatura e índice de Gauss positivo (véase imagen 2). Se trata de una cúpula esférica rebajada que se apoya en 8 soportes periféricos. El diámetro es de 47,80 metros y su radio de curvatura de 44,10 metros. El borde exterior de dicho casquete está cortado por bóvedas cilíndricas que apoyan en cada dos soportes adyacentes y se prolongan hacia el exterior en voladizo. La estructura globalmente fue diseñada de modo que como explica García Reig (1999: 27) en su artículo, *“las fuerzas meridianas que provienen de la cúpula y tienen una dirección tangente a la esfera, sean transmitidas hacia los pilares, que junto con el anillo perimetral postesado absorben la componente vertical y la horizontal en cada uno de los ocho nudos”*. El espesor de la lámina es de 9 cm, aunque, aumenta gradualmente hasta los 50 cm cerca de los soportes. A su vez, el mercado se ilumina cenitalmente gracias a un lucernario situado en la parte superior de la cúpula. Este se resuelve con un sistema triangulado prefabricado de hormigón armado soportado por un anillo de refuerzo.



Imagen 2: Vista exterior del Mercado de Algeciras, Torroja, 1935. (Fuente: Revista Ingeniería y Territorio, nº 79, 2007)

La Cubierta del Frontón Recoletos en Madrid (1935) pertenece al grupo de las superficies regladas de simple curvatura e índice de Gauss nulo (imagen 3) *“está determinada por dos lóbulos cilíndricos unidos por una recta (generatriz común), paralela a sus ejes horizontales. La directriz está formada por dos arcos de círculo desiguales que arrancan con tangente vertical y se encuentran ortogonalmente”* (García, 1999: 19). El radio del lóbulo cilíndrico de mayor tamaño era de 12,20 metros y el menor de 6,40 metros. Tenía 8 cm de espesor, excepto en las cercanías de la intersección de ambos lóbulos, en donde, se llega a los 16 cm. La luz transversal total era de 32,50 metros y la dimensión longitudinal del complejo era de 55 metros. Sobre todo destaca la estructura utilizada en la zona de los lucernarios, en donde, la lámina se trasforma en una estructura triangulada del mismo material resuelta con elementos longitudinales de hormigón armado de 1,40 metros de longitud y sección 15x30 cm. Tras la Guerra Civil, debido a los diversos impactos directos recibidos, la estructura entró en colapso y se acabó derribando.



Imagen 3: Vista interior del Frontón de Recoletos, Torroja, 1935. (Fuente: Revista Ingeniería y Territorio, nº 79, 2007)

La última y más contemporánea de las obras a analizar es la Cuba Hiperbólica de Fedala en Marruecos (1956), la cual pertenece al grupo de las superficies regladas de doble curvatura e índice de Gauss negativo (imagen 4). El depósito queda determinado exteriormente por dos hiperboloides hiperbólicos de revolución de mismo eje vertical y garganta común de 17 metros de diámetro y por un conjunto de bóvedas tóricas que conforman el techo y el suelo del depósito. El diámetro máximo del hiperboloide superior es de 40 metros y el inferior de 19 metros. Como bien señala García (1999: 22) *“la gran ventaja que aportan las superficies regladas, permitiendo un doble pretensado de las armaduras en las direcciones de las dos familias rectas (generatrices y directrices), se ha utilizado con frecuencia para lograr la estanqueidad en los depósitos”*. Tiene una capacidad de 3.500m^3 y 8 metros de altura máxima de lámina de agua. Además, se encuentra montado sobre un castillete circular de soportes de hormigón armado que ya existía previamente.



Imagen 4: Vista exterior de la Cuba de Fedala, Torroja, 1956. (Fuente: Revista Ingeniería y Territorio, nº 79, 2007)

3. ANTECEDENTES Y CONCURSO DEL NUEVO HIPÓDROMO

3.1. ANTECEDENTES, EL HIPÓDROMO REAL

En 1931, el Hipódromo Real estaba ubicado al final del paseo de la Castellana, al norte de Madrid, pero tal y como explican Laffón (Ingeniero director del Gabinete Técnico de Accesos y Extrarradio de Madrid) y Olmo (ingeniero del mismo) en la revista Hormigón y Acero (1934: 287), este era “un tapón inconcebible de esa amplia vía considerada como paseo, ya que no conducía a ninguna parte” (imagen 5). Además, la eliminación del hipódromo también permitiría encauzar la expansión de la ciudad hacia el norte.



Imagen 5: Vista aérea de Madrid en los años 20. (Fuente: <https://urbancidades.wordpress.com>)

Por este motivo, en el invierno de 1932-1933 se decidió poner en marcha las obras de derribo del citado hipódromo; lo que permitiría llevar a cabo la prolongación del paseo y la construcción, sobre esos mismos terrenos, de un gran edificio para el Ministerio de Obras Públicas y de un enlace ferroviario subterráneo Norte-Sur que uniría la zona Norte con la estación de Atocha, atravesando Madrid. Todo ello de acuerdo con un plan propuesto por Secundino Zuazo. En las obras de derribo participaron junto a este, Torroja, quien ya había colaborado con él anteriormente y, Arniches y Domínguez, quienes eran colaboradores en el despacho del propio Zuazo. Esto hace pensar que los tres, Arniches, Domínguez y Torroja, ya habían trabajado juntos antes de participar en el concurso del nuevo hipódromo (Antuña, 2002: 223-224).

El derribo del Hipódromo de la Castellana conllevaba la necesaria construcción de uno nuevo, por lo que el Gabinete Técnico de Accesos y Extrarradio de Madrid inició la búsqueda de terrenos adecuados para su emplazamiento y eligió inmediatamente unos ubicados en el Monte de El Pardo. Sin embargo, el inicio de las obras se tuvo que retrasar porque *“surgieron recelos de que la construcción del Hipódromo fuese el comienzo de la invasión y destrozo del Monte de El Pardo”* (Hormigón y Acero, 1934: 288). Finalmente, gracias a los esfuerzos de la Sociedad de Fomento de la Cría Caballar de España, se pudo convencer a las partes implicadas de que *“un Hipódromo es una de las instalaciones que pueden encerrar los parques extensos, sin perjuicio de su belleza. El ejemplo del Bois de Boulogne con los Hipódromos de Auteuil y Longchamps está bien próximo”* (Hormigón y Acero, 1934: 288).

3.2. EL CONCURSO

Como nos recuerda Antuña (2002: 225) *“el 6 de julio de 1934 el Gabinete Técnico de Accesos y Extrarradio de Madrid convocó el concurso de proyectos de ejecución para construir el nuevo Hipódromo, del que ya se estaban realizando las pistas de carreras. Ajustarse a su trazado fue una de las condiciones de la convocatoria”*. Se le asignó un presupuesto de tres millones de pesetas y una superficie que quedaba limitada por la Cuesta de las Perdices, el río Manzanares, el arroyo Valdemarín y la cerca de la propiedad del Patrimonio de la República (Hormigón y Acero, 1934, 288).

Con respecto a las bases, fueron redactadas por el Gabinete Técnico con la ayuda de la Sociedad de Fomento de la Cría Caballar de España, encargada de regular las carreras, y de la Sociedad Hípica Española, y publicadas el 28 de julio en la revista *La Gaceta* y el 1 de agosto en la revista *La construcción moderna*. En ellas se tuvieron en cuenta, sobre todo, los valores ambientales del lugar (Hormigón y Acero, 1934, 288). El plazo de presentación de las propuestas terminaba el día 1 de octubre de ese mismo año.

El concurso alcanzó tal grado de popularidad en aquel momento que la revista Hormigón y Acero, dirigida por E. García Reyes y el propio Torroja, le dedicó íntegramente el número de noviembre de 1934. En esta se publicaron una serie de artículos en los que cada equipo explicaba su propuesta.

Según explica Antuña (2002: 255) *“el proyecto de construcción del Nuevo Hipódromo incluye varios edificios además de las tribunas, como cuadras y viviendas de empleados, así como la*

urbanización del entorno, organizando las zonas de estacionamiento y las circulaciones. De las construcciones del conjunto, el edificio de tribunas era el más representativo en todas las propuestas, además de ser el que tenía un programa de usos más complejo, y en el que la solución de la cubierta de la grada era el problema estructuras más destacado”.

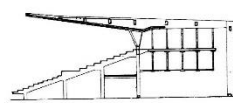
Debido a las dificultades intrínsecas del proyecto, a las cuales hace referencia el propio Torroja en un artículo que publica en la revista *Informes de la Construcción* en enero de 1962, y al poco tiempo disponible para su redacción, solo se presentaron nueve equipos.

3.2.1. PROPUESTAS

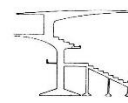
Se presentaron un total de 9 propuestas, todas ellas, firmadas por equipos de arquitectos e ingenieros a excepción de la del arquitecto S. Ulargui (imagen 6). Las propuestas fueron las siguientes: proyecto del arquitecto Fernando García Mercadal y del ingeniero Ramón Ríos; proyecto del arquitecto S. Ulargui; proyecto de los arquitectos Arniches y Domínguez y el ingeniero Torroja; proyecto del arquitecto R. Gómez Abad y del ingeniero Ramón Ríos; proyecto del arquitecto Luis Gutiérrez Soto y del ingeniero Fernández; proyecto de los arquitectos Eduardo Figueroa y Juan de Zavala e ingenieros Prats y Sánchez Sacristán; proyecto de los arquitectos F. Heredero y Javier F. Golfín e ingeniero Carlos F. Casado; proyecto del arquitecto Jose Mará Castell y del ingeniero Pedro Martínez Catena; proyecto del arquitecto Octavio Bans Ochoa y del ingeniero Santiago Rodríguez (Torroja, 1962).



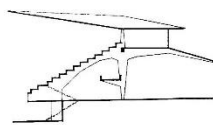
Arquitecto: O. Bans Ochoa
Ingeniero: S. Rodríguez



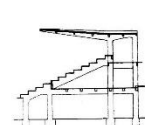
Arquitectos: F. Heredero y J.F. Golfín
Ingeniero: C. Fernández Casado



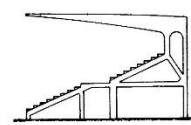
Arquitecto: L. Gutiérrez Soto
Ingeniero: F. Fernández Conde



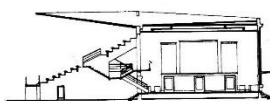
Arquitecto: C. Arniches y M. Domínguez
Ingeniero: E. Torroja



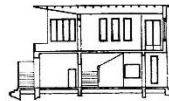
Arquitecto: R. Gómez Abad
Ingeniero: R. Ríos



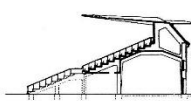
Arquitectos: F. Figueroa y J. Zavala
Ingeniero: Prats y S. Sacristán



Arquitecto: J. M. Castell
Ingeniero: P. Martínez Catena



Arquitecto: S. Ulargui



Arquitecto: F. Mercedal
Ingeniero: R. Ríos

Imagen 6: Secciones transversales de las propuestas presentadas al concurso. (Fuente: Libro “Eduardo Torroja Ingeniero”, 1999)

Existe una gran similitud entre las diferentes propuestas de tribuna presentadas al concurso ya que *“en todos los casos la estructura se resolvía a base de pórticos de hormigón armado, paralelos entre sí y situados transversalmente a la dirección de la tribuna, con un primer piso formando el graderío y la cubierta apoyada en vigas en voladizo”* (Antuña, 2002: 225-226).

En lo que respecta a la estructura de la cubierta, todos los equipos emplean grandes vigas en voladizo de sección variable, cuyo vuelo oscila entre los 12,75 metros de la solución de Arniches-Domínguez-Torroja y los 16,50 metros de la de Heredero-Golfín-Casado. A su vez, el espacio que queda entre estas se cubre con losas de hormigón reforzadas con nervios en la cara superior o inferior (Antuña, 2002: 228-229).

Sin embargo, esta solución de cubierta plantea al mismo tiempo un problema estructural puesto que el momento generado por las vigas tiene que ser equilibrado por el resto del pórtico. En todas las propuestas, a excepción de la de Luís Gutiérrez Soto, los autores se decantan por prolongar las vigas después del primer soporte hasta anclarlas en otro situado más atrás, aunque esta separación no es igual en todos los casos. En las soluciones de Heredero-Golfín-Casado, Castell-Martínez, Bans-Rodríguez y Ulargui, la separación entre ambos es igual al vuelo y el momento queda equilibrado, mientras que en el resto de las propuestas la distancia entre estos es menor que el vuelo y, por lo tanto, el pilar trasero queda traccionado. A su vez, cada una de las cuatro propuestas que trabajan con el tirante traccionado utiliza una solución diferente para anclarlo inferiormente. La de Mercadal-Ríos y Prats-Zavala consiste en anclarlo en una de las ramas en las que se divide el soporte principal comprimido, la de Arniches-Domínguez-Torroja consiste en anclarlo a la viga que forma el techo de planta baja y la planteada por Abad-Ríos consiste en prolongar el tirante hasta la cimentación (Antuña, 2002: 229-230).

En cambio, Luis Gutiérrez Soto decide resolver el problema descentrando el soporte del piso inferior con respecto al de cubierta (Antuña, 2002: 230).

3.2.2. ACTA DEL JURADO Y GANADORES

Según el acta del concurso, publicada en la revista *Arquitectura* en 1935, el jurado compuesto por los arquitectos José Fonseca, Luis Goyeneche, Juan Lorite, M. Sánchez Arcas y el ingeniero Alberto Laffon falló el 18 de diciembre de 1934 a favor de la propuesta de Arniches-Domínguez-Torroja, el segundo premio fue para el equipo formado por Figueroa-Zavala-Prats-Sacristán y el tercer premio para el equipo compuesto por Gutiérrez-Fernández.

3.3. PROPUESTA GANADORA DE ARNICHES-DOMÍNGUEZ-TORROJA

La propuesta ganadora fue la de los arquitectos Arniches y Domínguez, y el ingeniero Torroja. Estaba compuesta por cuatro volúmenes alineados con la pista: el restaurante, la tribuna de preferencia (de 60 metros de longitud), la tribuna de socios (de 30 metros) y la tribuna de general (de 60 metros); conectados por una galería continua abierta a la misma a través de una arquería cuyo objetivo es, como los propios autores indican en la revista *Hormigón y Acero* (1934: 309), conseguir que todas las edificaciones den la sensación de pertenecer a un único conjunto arquitectónico (imagen 7-8).

Dicha solución basada en el uso de elementos de escaso coste y gran utilidad, como son las galerías y arquerías, ya había sido utilizada anteriormente por Arniches, Domínguez y Torroja en el edificio del Ministerio de Obras Públicas construido en los terrenos del antiguo Hipódromo Real, en el paseo de la Castellana.

Existe una cuarta tribuna, la de la Hípica, separada de las anteriores puesto que forma parte de la pista de concursos.

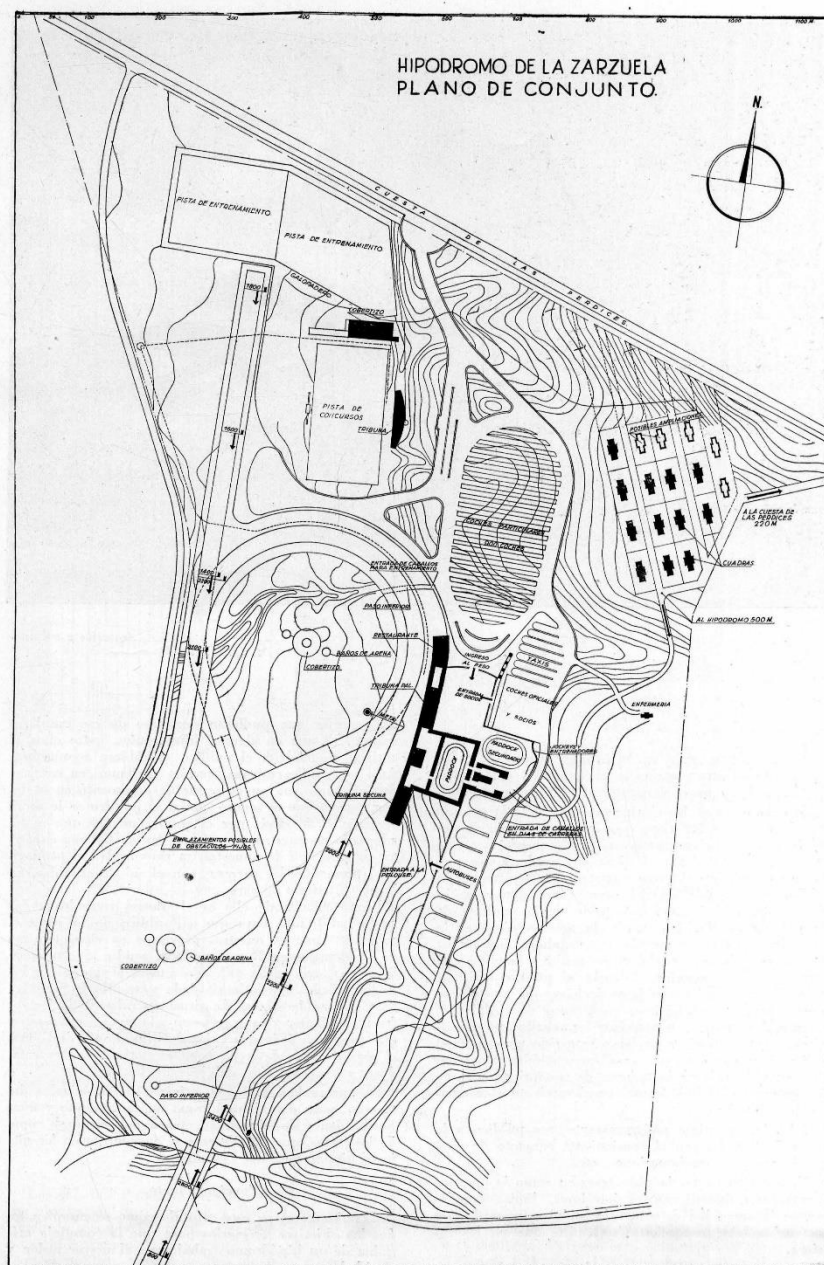


Imagen 7: Planta general de la propuesta. (Fuente: Revista Nacional de Arquitectura, nº 81, 1948)

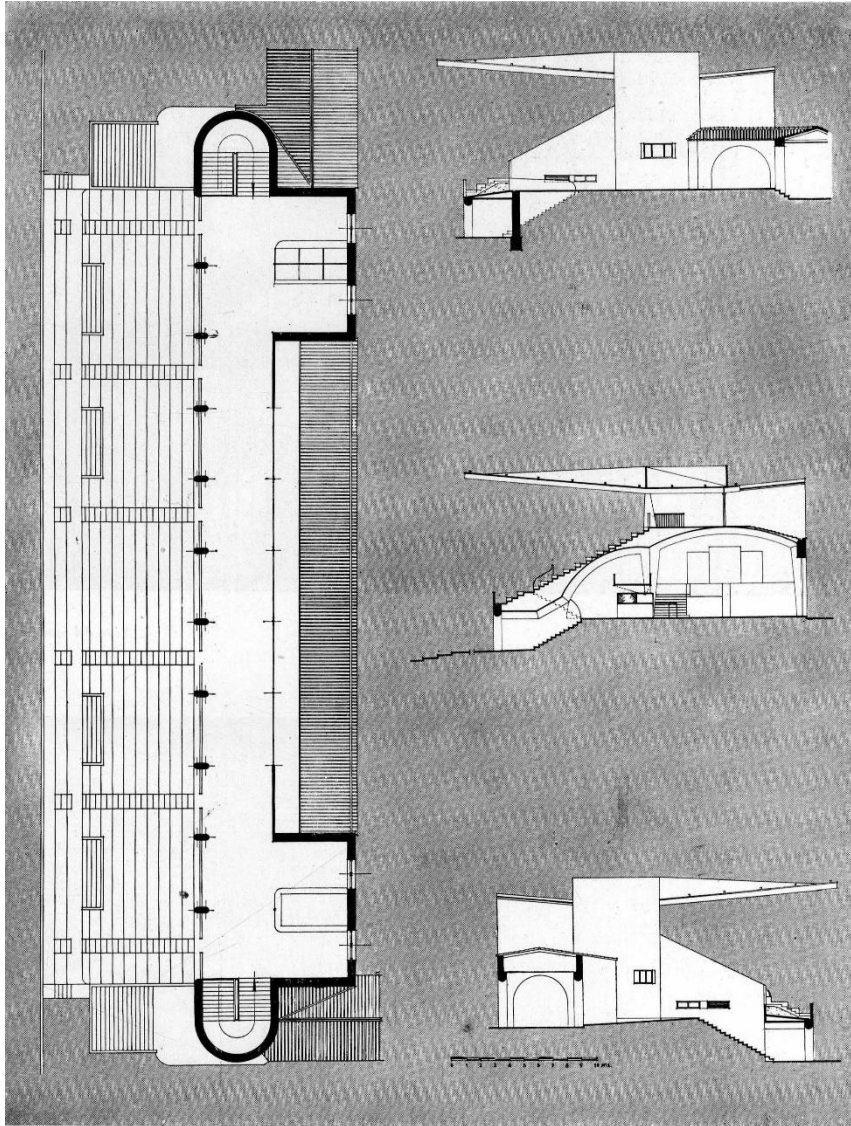


Imagen 8: Planta alta y secciones de la tribuna de preferencia presentadas al concurso. (Fuente: Revista Nacional de Arquitectura, nº 81, 1948)

Los autores decidieron que la sección transversal de las tribunas debía de responder a la organización funcional de las mismas, como se puede observar en el croquis 1, figura elaborada por los propios autores durante la fase de proyecto y que evolucionaría hacia las posibles soluciones representadas en los croquis 2 y 3 (Hormigón y Acero, 1934, 311) (imagen 9).

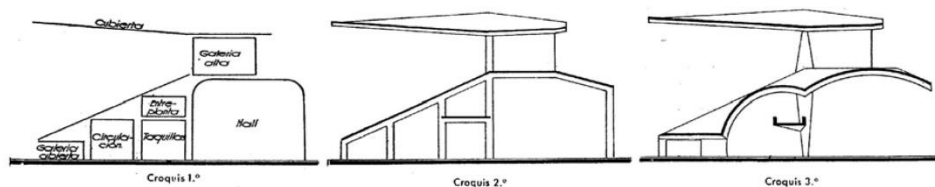


Imagen 9: Evolución de la propuesta. (Fuente: Tesis doctoral de Joaquín Antuña Bernardo, 2002)

Años más tarde, Torroja (1999: 3) explicó en su libro el funcionamiento de dicha sección con las siguientes palabras: "Los requisitos funcionales pueden deducirse de la sección transversal,

que figura a continuación, a saber: un graderío para los espectadores con una clara visión de la pista de carreras; una galería superior con vistas a la pista por un lado y al paddock por otro; una sala de apuestas con entrada desde el paddock; una doble fila de taquillas de apuestas orientadas por un lado a la citada sala y por el otro a una galería al nivel de la pista con más taquillas de apuestas; una entreplanta; y por último, la cubierta tanto de la galería superior como del graderío" (imagen 10).

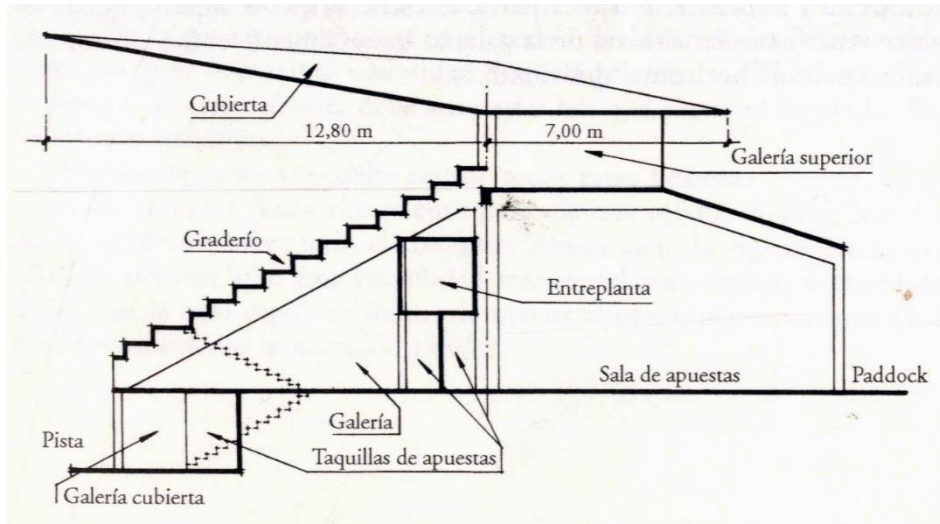


Imagen 10: Sección explicativa de la organización funcional de los espacios. (Fuente: Libro "Las Estructuras de Eduardo Torroja", 1999)

Como indica Antuña en su texto (2002: 234), esta forma de resolver funcionalmente la sección del hipódromo conlleva dos grandes ventajas, ya que "permite a los espectadores situados tanto en la grada como en la pista, acceder a las taquillas de apuestas con un recorrido mínimo a la vez que, en la parte superior, a continuación de la grada se forma una terraza desde la que se puede ver a ambos lados de las tribunas".

En lo que respecta a la parte constructiva, la estructura se resuelve con pórticos transversales de hormigón separados 5 metros. Cada pórtico está compuesto por cuatro soportes a nivel de planta baja, dos a nivel planta primera y dos vigas, la de primer piso y la de cubierta.

La viga de primer piso tiene tres tramos, uno primero horizontal que une los soportes 1-2 y sirve de techo a la galería de pista, uno segundo inclinado que une los soportes 2-3 y permite la formación de las gradas, y un último tramo horizontal que une los soportes 3-4 y que conforma la terraza plana superior de la grada. La peculiaridad de esta viga reside en que su cara inferior no es recta, sino que está resuelta con arcos de circunferencia en lo que respecta a los tramos comprendidos entre los soportes 2 y 4. Además, la luz entre pórticos a nivel de esta primera viga se cubre con sectores de bóvedas tóricas en forma de losas de 6 cm de espesor reforzadas con nervios de sección 20x10 cm (Antuña, 2002: 233).

La segunda viga, situada a nivel de cubierta, es de canto variable y está empotrada en el soporte G y en el tirante H, situado a 5,25 metros del anterior. A partir de estos, la viga se prolonga en ambas direcciones con vuelos diferentes, 12,75 metros en dirección hacia las pistas a partir del eje del soporte G y 1 metro hacia el paddock a partir del eje del tirante H. Además,

al igual que en la viga inferior, la luz entre pórticos se salva mediante losas de hormigón de 6 cm de espesor reforzadas en su cara superior con nervios de sección 20x10 cm separados cada 2,45 metros. Estas losas adquieren forma de sectores de bóvedas cilíndricas de directriz y generatriz curva (Antuña, 2002: 233) (imagen 11).

La cubierta se caracteriza porque desde la pista se ve como una sucesión de arcos de semicircunferencia. Además, al tener directriz curva, las bóvedas se inclinan ganando altura en dirección hacia las pistas, particularidad que también está presente en las vigas.

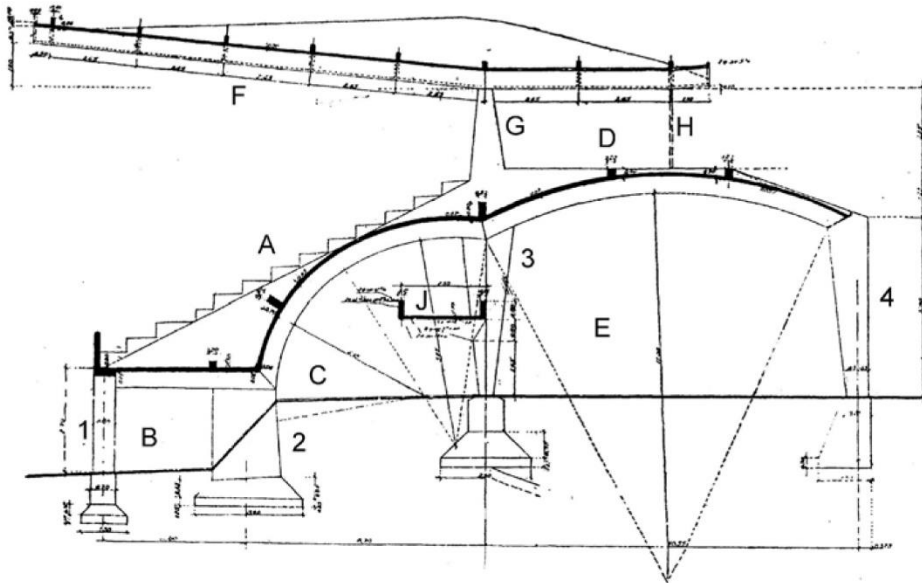


Imagen 11: Sección constructiva presentada en el concurso. (Fuente: Tesis doctoral de Joaquín Antuña Bernardo, 2002)

Por la forma de trabajo de las bóvedas cilíndricas los empujes de cada tramo se equilibran con los del tramo siguiente, con lo cual, las vigas sólo trabajan en el plano del pórtico. En cambio esto no sucede en los dos vanos extremos que, al no tener continuidad, si transmiten empujes horizontales a estos. Con el objetivo de darle rigidez y estabilidad al conjunto, Torroja decide colocar en cada pórtico extremo medio tramo de bóveda volado, trabajando como una viga horizontal, y los denominados "cuerpos de extremidad", consiguiendo ahora sí, la rigidez necesaria para garantizar la estabilidad del conjunto (Antuña, 2002: 237-238) (imagen 12).

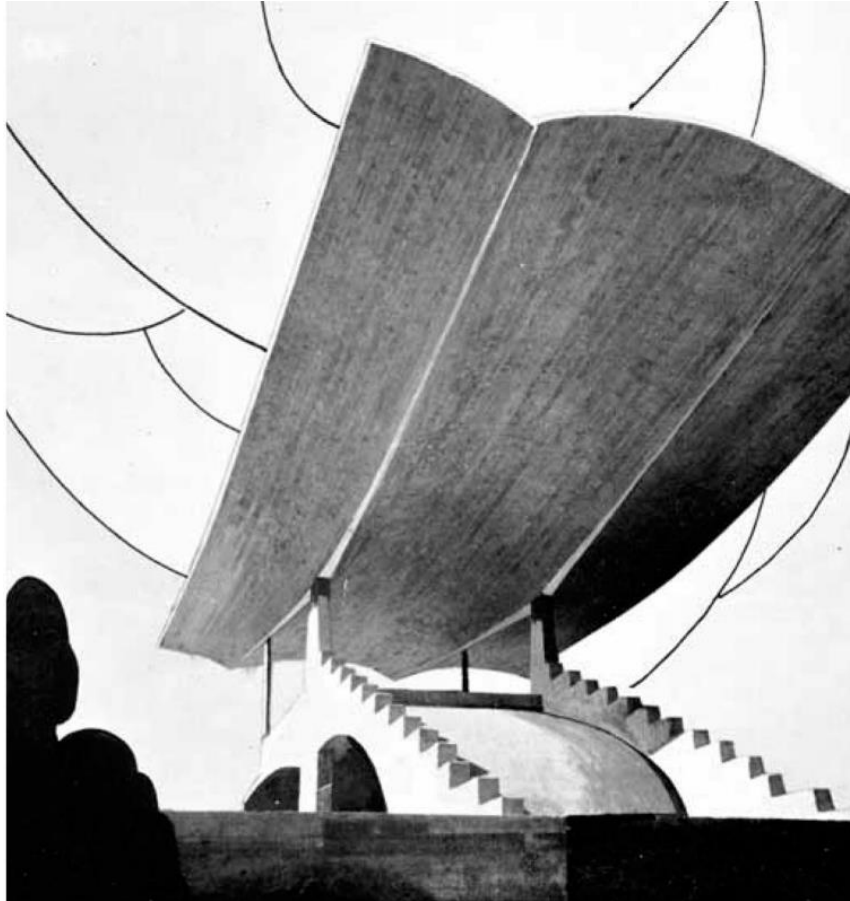


Imagen 12: Módulo estructural de las tribunas. (Fuente: Revista Ingeniería y Territorio, nº 79, 2007)

El uso de este tipo de soluciones constructivas y estructurales surgen, como el propio Torroja indica, “buscando la máxima compenetración entre los elementos estructurales y los arquitectónicos” (1934: 311). También explica que “esta estructura sigue la técnica alemana de estos últimos años, acusa mucho mejor sus formas resistentes, condición inapreciable desde el punto de vista estético, y tiene, por otro lado, la ventaja de reducir al mínimo los esfuerzos parásitos, que aun cuando en muchos casos se desprecian sin calcular, tienen, sin embargo, importancia fundamental” (1934: 311). Parece necesario el reproducir literalmente estas dos citas de Torroja, puesto que resumen fielmente la concepción arquitectónica de esta obra.

4. PROYECTO REALIZADO

El proyecto aprobado el 17 de septiembre de 1935 y posteriormente construido no es el mismo que el presentado al concurso. Esto se debe a que, como los propios autores indican en varios artículos, tuvieron que subsanar algunas dificultades que presentaba el proyecto inicial, sobre todo, en lo que respecta a la concepción y construcción de la cubierta.

Una de estas modificaciones consistió en eliminar los dos pilares extremos a nivel de planta baja, tanto el situado junto al *paddock* como el que existía a nivel de pista. Torroja argumenta la eliminación del soporte más próximo al *paddock* explicando que “casi todo el peso de la cubierta sobre la sala de apuestas carga sobre el tirante posterior, y la carga sobre las columnas que sujetan la cubierta de la sala de apuestas por el lado del *paddock* será ligera. Por tanto, pueden eliminarse estas columnas para así mejorar la circulación hacia el exterior y dotar a este espacio

de continuidad con el espacio abierto circundante” (1999: 4). Por lo que respecta al soporte más próximo a la pista, añade que “por el lado de la pista tampoco es necesario colocar soportes a lo largo del borde inferior del graderío, porque hay suficiente altura desde ella para poner una ménsula” (1999: 4). De este modo la viga del primer piso queda volada en ambas direcciones a partir de los dos soportes centrales (imagen 13-16).

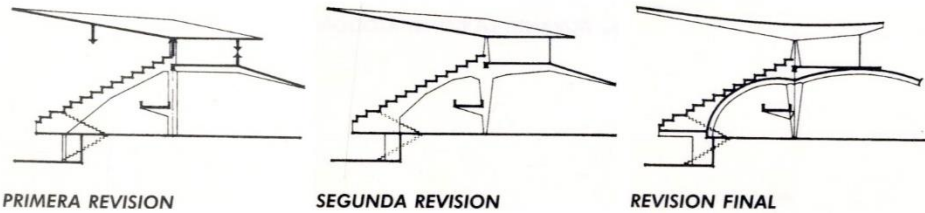


Imagen 13: Evolución de la sección constructiva de las tribunas tras el fallo del jurado. (Fuente: Libro “Las Estructuras de Eduardo Torroja”, 1999)



Imagen 14: Vista lateral de la tribuna. (Fuente: Libro “Eduardo Torroja Ingeniero”, 1999)

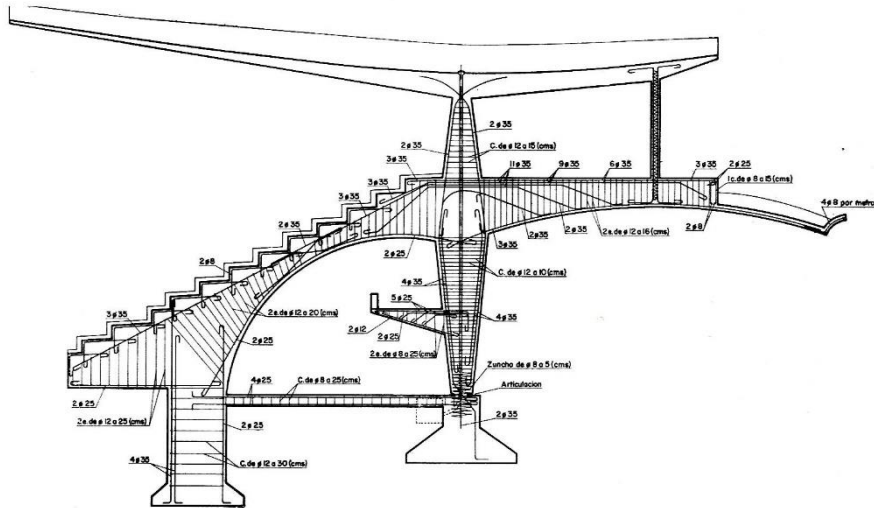


Imagen 15: Sección constructiva de la tribuna construida. (Fuente: Libro “Eduardo Torroja Ingeniero”, 1999)



Imagen 16: Vista desde la pista del conjunto de tribunas (Fuente: Libro “Las Estructuras de Eduardo Torroja”, 1999)

Sin embargo, el cambio realmente importante se llevó a cabo en la cubierta ya que la solución planteada durante la fase de concurso, que consistía, en sectores de bóvedas cilíndricas de generatriz y directriz curva apoyadas en vigas contiguas, implicaba un importante sobrecoste en el encofrado.

Este sobrecoste se debía a que “toda la cubierta funciona como una estructura completa, de la que no puede eliminarse ningún elemento intermedio, y que precisa del trabajo de todos ellos para permanecer estable. Esta disposición planteaba una dificultad de orden constructivo, ya que era preciso terminar la construcción de toda la cubierta, incluyendo los contrafuertes, para

que el conjunto fuera estable, lo que obligaba a mantener el encofrado tanto del piso como de la cubierta, que representaba en torno a 2400 m², hasta que todas las partes alcanzasen la resistencia necesaria” (Antuña, 2002: 242).

El mismo problema aparecía de nuevo al tener que hormigonar en varias fases los nervios de las láminas cilíndricas de la cubierta.

Todos estos inconvenientes motivaron que las vigas de la cubierta fueran sustituidas por módulos de estructura laminar que actuaban, como ménsulas en voladizo. Torroja lo argumenta en su libro diciendo que *“para una hilera longitudinal de soportes, la solución más obvia sería una serie de bóvedas de soporte a soporte. Sin embargo, el problema es más complejo que la simple construcción de un arco o bóveda desde un soporte hasta el siguiente. La principal función estructural de tales bóvedas es la de actuar como ménsulas de sección curva. Para que tales ménsulas alcancen la necesaria resistencia es conveniente que su relación canto/ancho sea máxima sobre los soportes principales y decrezca hacia los bordes libres. De los muchos tipos básicos posibles, la superficie resultante podría haber sido un conoide, pero no resultaba una solución muy atractiva. Parecía preferible buscar otra superficie de doble curvatura. Entre las formas más conocidas, ninguna parecía tan adaptable como el hiperboloide; por tanto, las bóvedas tomaron la forma de sectores de hiperboloide” (1999: 6-7) (imagen 17).*

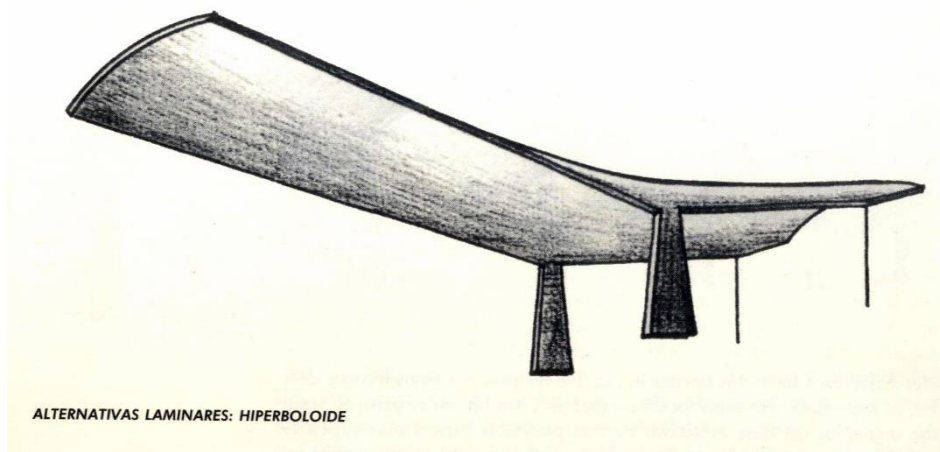


Imagen 17: Croquis de la estructura laminar utilizada finalmente en la cubierta de las tribunas. (Fuente: Libro “Las Estructuras de Eduardo Torroja”, 1999)

El hecho de que ahora la lámina de cubierta tuviera función resistente le permitió a Torroja modificar el módulo estructural. El módulo inicial compuesto por un sector de bóveda que apoyaba en dos pórticos consecutivos y que dependía del resto del conjunto para asegurar su estabilidad, se transformó en un módulo formado por medio tramo de hiperboloide volado a cada lado de un pórtico, lo que permitía que cada módulo fuera autoestable por sí mismo (Antuña, 2002: 246).

Las juntas entre módulos consecutivos pasaron a situarse en la clave del arco, coincidiendo con las juntas de hormigonado, y en donde la posible filtración de agua era menor por la mayor pendiente. Además, estas sólo son atravesadas por las armaduras transversales. La separación entre pórticos pasó a ser de 4,88 metros y la estabilidad lateral del conjunto se consiguió con una viga en dirección longitudinal que arriostra todos los pórticos (Torroja, 1999: 9) (imagen 18).

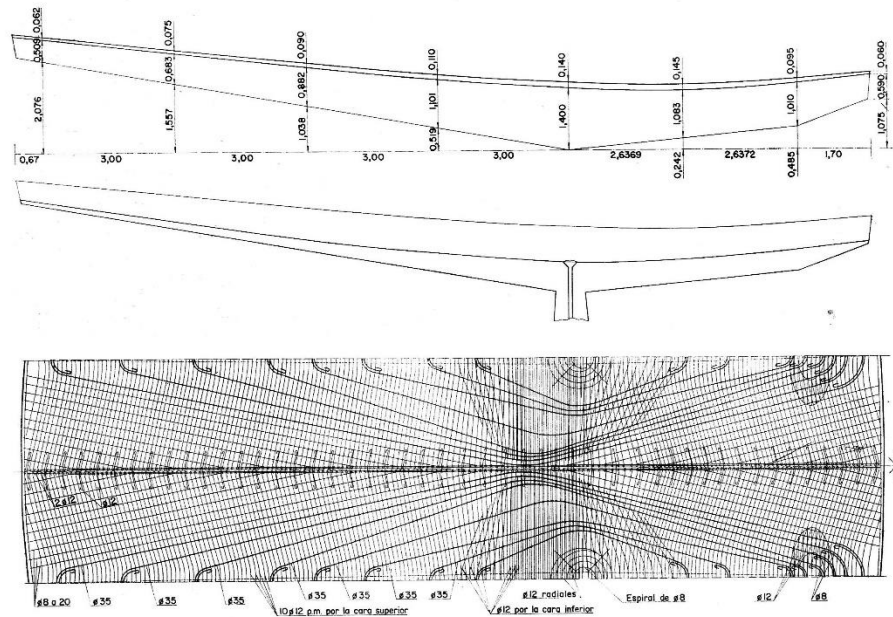


Imagen 18: Sección longitudinal de la lámina y planta de armadura. (Fuente: Libro "Eduardo Torroja Ingeniero", 1999)

Resulta muy interesante, como el autor explica, el comportamiento estructural de la cubierta. Según él, "en cada falsa bóveda los riñones se pueden asimilar al alma de una viga en la que la coronación de la bóvedas responden al cordón de tracción y los bordes de encuentro de cada dos bóvedas al cordón de compresión" (1999: 10), y añade que: "en realidad, el fenómeno es al mismo tiempo más complicado y más sencillo que esa similitud. Como suele ser habitual, la mejor descripción de la situación se obtiene con un diagrama de líneas isostáticas. Aquí el esquema concreto es una familia de arcos en compresión, mantenidos en equilibrio mediante una familia ortogonal de cables en tracción, y todo el conjunto enlazado en el espacio sobre una superficie de doble curvatura" (1999: 11) (imagen 19).

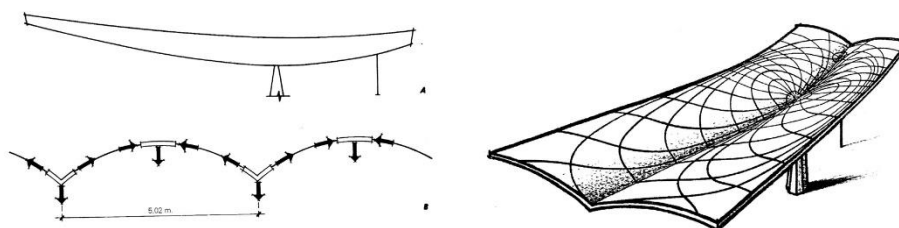


Imagen 19: Sentido de los esfuerzos en la sección transversal de la lámina (izquierda) e isostáticas (derecha). (Fuente: Libro "Eduardo Torroja Ingeniero", 1999)

Los sectores de hiperboloide finalmente construidos tienen un vuelo de 12,80 metros en dirección hacia la pista, a partir del eje del soporte principal, y de 1 metro hacia el *paddock*, a partir del eje del tirante posterior. La flecha ya no es constante, sino que en la línea de pilares tiene un valor de 1,40 metros y un radio de curvatura de 2,75 metros, mientras que en los extremos del voladizo es de 50 cm con un radio de curvatura de 3,70 metros. El espesor de la

lámina también varía desde los 5 cm en los bordes del voladizo hasta los 14 cm en la línea de pilares para luego volver a decrecer en dirección hacia los tirantes (Torroja, 1999: 15).

Otro aspecto relevante del diseño de la cubierta tiene que ver con las líneas de intersección entre hiperboloides contiguos, el autor explica que *“se había considerado la posibilidad de dar a la líneas de intersección convexidad hacia abajo; pero finalmente se descartó esta forma y se decidió que fuesen rectas en pendiente ascendente hacia el borde libre, porque se pensó que aquellas serían menos agradables a la vista, o que resultarían chocantes para un observador acostumbrado a una expresión más clásica”* (1999: 12) (imagen 20).

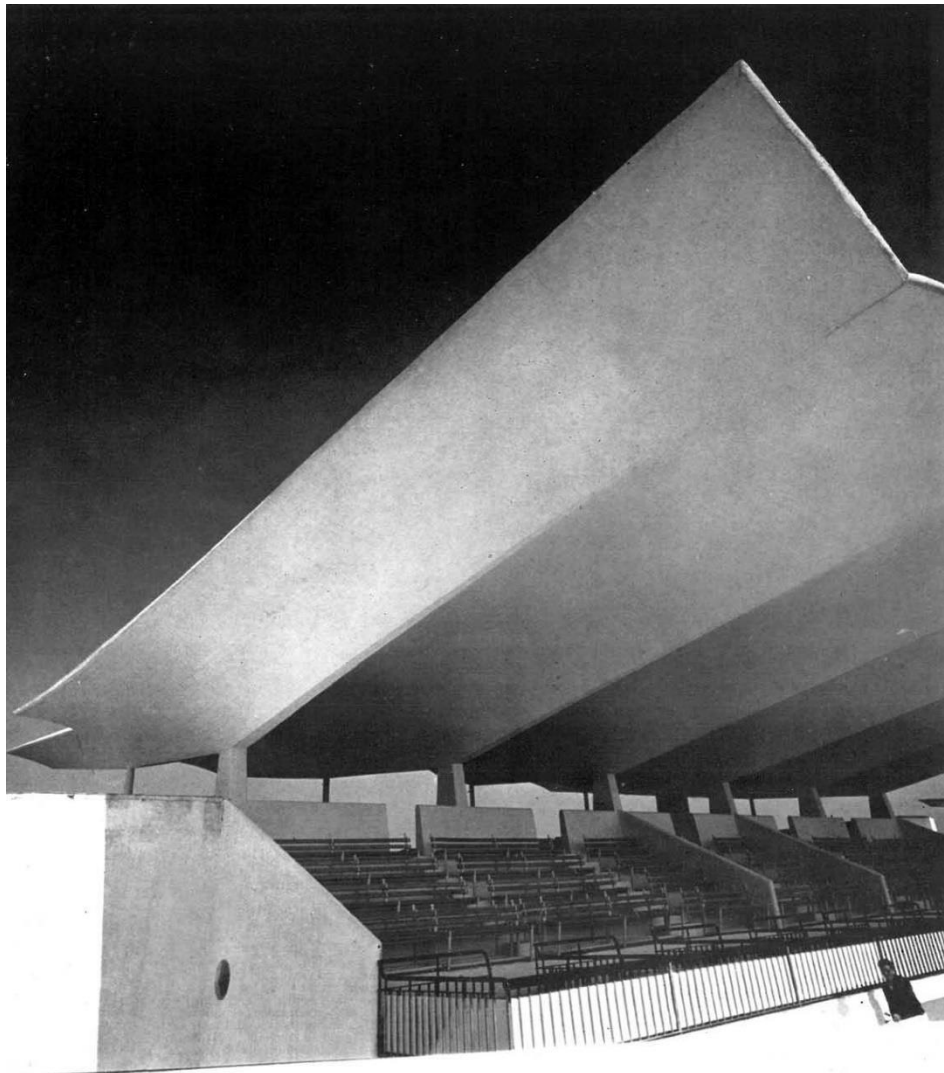


Imagen 20: Vista inferior de los hiperboloides de la cubierta. (Fuente: Libro “Las Estructuras de Eduardo Torroja”, 1999)

En lo que respecta al cálculo de la estructura, a pesar de que *“la teoría de la elasticidad no ha desarrollado aún procesos matemáticos adecuados para el análisis de esfuerzos en una estructura de este tipo, se sabe que poseen buenas propiedades estructurales en el espacio”* (Torroja, 1999: 12). Esto motivó que se hicieran pruebas con un modelo a escala real. Además, también sirvió para instruir a los operarios en el procedimiento de montaje de encofrado,

colación de armaduras y vertido del hormigón. Durante la fase de ensayo se observó que la estructura tenía el triple de la resistencia prevista en el proyecto (imagen 21-22).

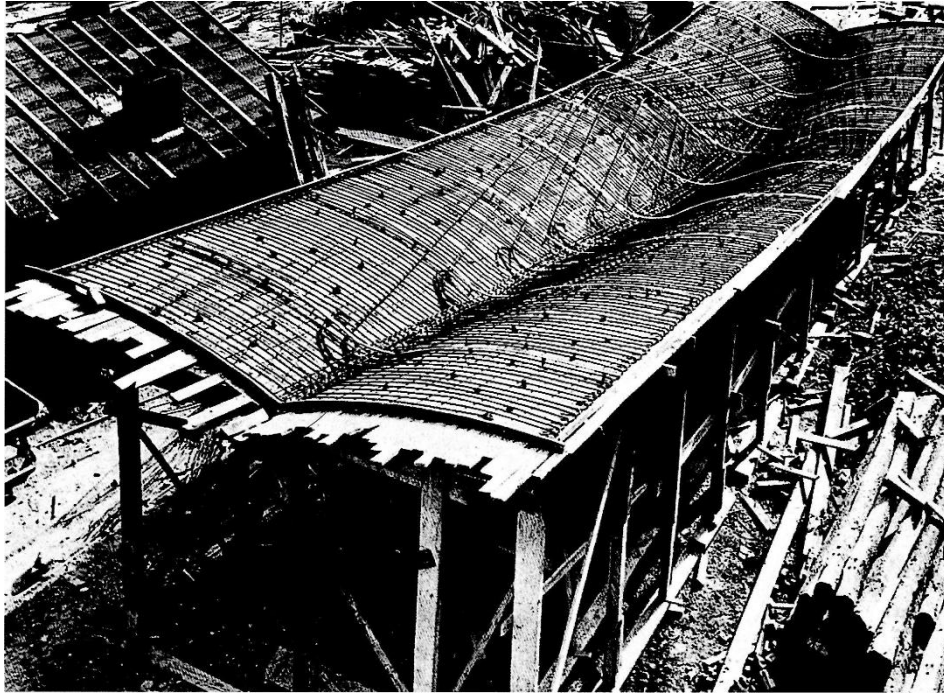


Imagen 21: Armadura del módulo experimental. (Fuente: Libro "Eduardo Torroja Ingeniero", 1999)

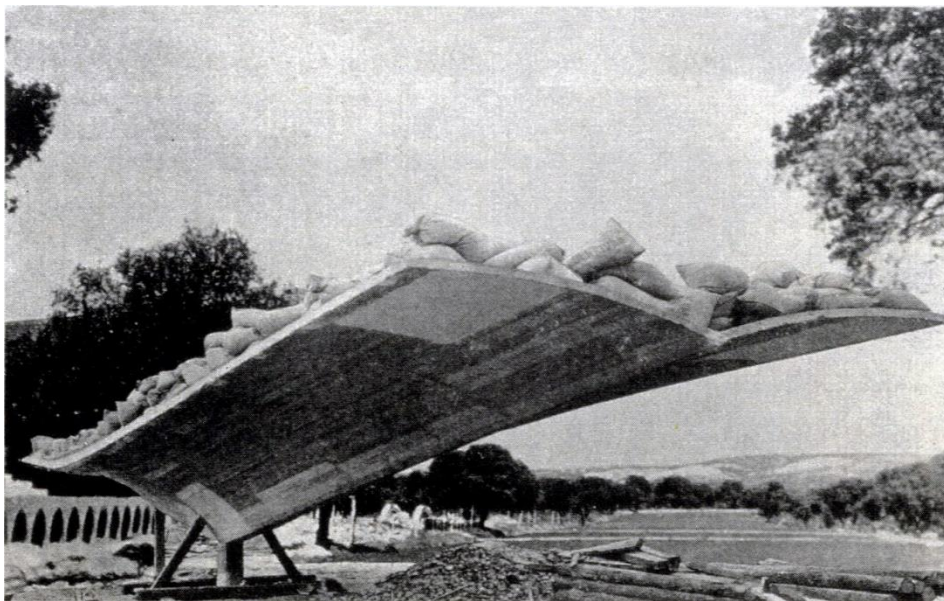


Imagen 22: Prueba de carga del módulo experimental. (Fuente: Libro "Las Estructuras de Eduardo Torroja", 1999)

BLOQUE 2. ANÁLISIS

5. MODELO DE ANÁLISIS

La segunda parte de este trabajo consiste en realizar un análisis del comportamiento de la estructura del edificio con el programa SAP2000, en base a las exigencias de la normativa vigente. El modelo se ha dibujado con un programa CAD empleando toda la información bibliográfica extraída de la amplia documentación disponible.

A pesar de la gran bibliografía disponible del edificio, existen algunos datos que se desconocen, por lo cual a la hora de definir el modelo en el programa de cálculo adoptaremos algunas simplificaciones. Una de ellas tiene que ver con las características mecánicas de los materiales puesto que se desconoce el tipo de hormigón armado que se utilizó en obra. Por este motivo el análisis se realizará utilizando las características actuales del hormigón y del acero.

Una segunda simplificación será la de realizar el análisis en base a la normativa actual vigente. Por lo tanto, se podría entender que dicho trabajo trata sobre un edificio proyectado en 1934, pero construido en la actualidad, con materiales actuales y en base a la normativa vigente.

Debido a la complejidad del edificio y a lo limitado de este trabajo académico se ha decidido realizar una simplificación del modelo de análisis, de modo que sólo se analizará uno de los módulos estructurales que componen la cubierta de las tribunas. Dicho módulo coincide con el modelo a escala real que "Agroman" levantó con fines experimentales, con la salvedad de que, en este, hemos incluido el tramo de viga de primer piso que une el soporte principal con el tirante posterior. Además, el conjunto sólo queda empotrado en la base del soporte principal.

Como ya se ha dicho anteriormente, se evaluará la seguridad, estabilidad y funcionalidad del modelo según la normativa vigente (*DB-SE, DB-SE-AE, DB-SI, NCSE y EHE*), con el objetivo de comprobar si la estructura proyectada por Torroja en 1934-35 se adecúa a las exigentes normativas actuales.

Desde el punto de vista del cálculo estructural *"se formulan y admiten las siguientes hipótesis básicas:*

- *Los diagramas tensión-deformación de cálculo son: para el acero, el elastoplástico, y para el hormigón comprimido, el diagrama parábola rectángulo.*
- *Se cumple la Ley de Bernoulli.*
- *La deformación de las barras de acero es igual a las de las fibras de hormigón situadas al mismo nivel que su c.d.g.*
- *Las deformaciones límite en agotamiento son (signo positivo en tracción y negativo en compresión): en el hormigón, $10,0‰ \geq \epsilon_c \geq -3,5‰$ desde que la sección está uniformemente traccionada ($x=-\infty$) hasta que toda la sección está comprimida por primera vez ($x=h$), y $-2,0‰ \geq \epsilon_c \geq -3,5‰$ a partir de ese instante; y, en el acero traccionado, $\epsilon_s \leq 10,0‰$.*

- El equilibrio se establece aplicando los principios de la mecánica racional a las resultantes de las tensiones en la sección: sumatorio de fuerzas igual a 0 y sumatorio de momentos respecto de cualquier punto igual a 0" (Perepérez, 2008-2017).

Además, es sabido que cualquier análisis estructural requiere que se idealice la geometría de la estructura, las acciones, las condiciones de enlace y el comportamiento de esta mediante un modelo matemático capaz de reproducir el comportamiento estructural dominante.

5.1. GEOMETRÍA EN AUTOCAD

El modelo 3d se ha dibujado con el programa AutoCAD (imagen 23) y, posteriormente, se ha importado a SAP2000 a través de un archivo de extensión *DXF* (imagen 24).

Los elementos que componen el modelo se han dibujado de la siguiente forma:

- El soporte y la viga, al tratarse de elementos en los que el espesor es muy inferior a sus otras dos dimensiones, se van a modelizar como elementos finitos planos y, por lo tanto, se han dibujado como *3dcaras*.
- El tirante posterior se va a modelizar como una barra y, por ese motivo, se ha dibujado como una *Línea*.
- La lámina de cubierta al estar compuesta por superficies curvas se tiene que modelizar mediante una discretización de elementos finitos planos. SAP2000 sólo es capaz de interpretar los elementos dibujados en AutoCAD como *3dcaras* y *Líneas*; por este motivo se hace, uso del comando *Suplados*, lo que permite crear una malla a partir de cuatro aristas o curvas contiguas; se han dibujado las superficies curvas como mallas que al ser divididas con el comando *Explotar*, se convierten en un conjunto de *3dcaras* apto para su uso en el programa de cálculo.

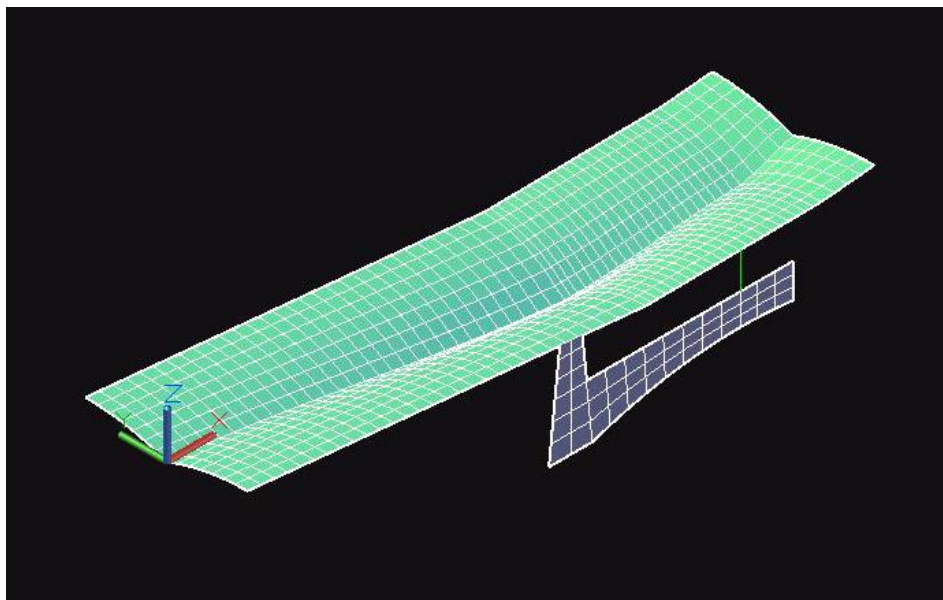


Imagen 23: Modelo AutoCAD. (Fuente: Elaboración propia)

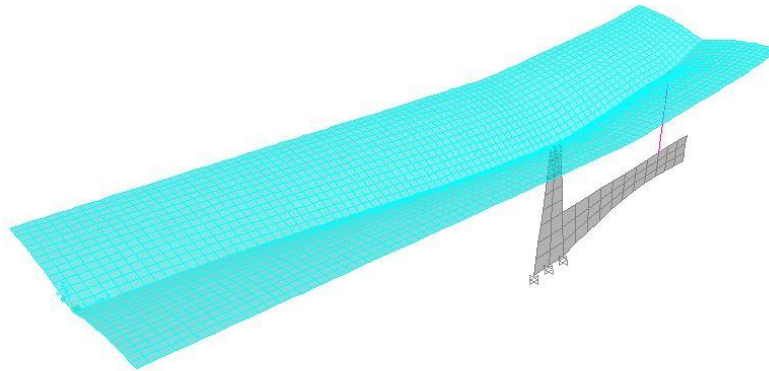


Imagen 24: Modelo SAP2000. (Fuente: Elaboración propia)

5.2. PROPIEDADES DE SECCIÓN

5.2.1. MATERIALES

Como ya se ha explicado anteriormente, debido a que se desconocen las características exactas de los materiales empleados en la obra, se van a tomar como referencia los materiales actuales. Para el hormigón se utilizará un HA-25 y para las armaduras pasivas un acero B500SD, cuyas propiedades se detallan a continuación (imagen 25):

- Hormigón HA-25:

Resistencia a compresión característica $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Peso específico = $24,5 \text{ kN/m}^3$.

Coefficiente de Poisson = 0,2 (EHE-art. 39.9).

Coefficiente de dilatación térmica = 1×10^{-5} (EHE-art. 39.10).

Resistencia media de $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$ (EHE-Anejo 9-art. 1.2.21).

Módulo de deformación secante: $E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} = 8500 \sqrt[3]{33} = 27264,042 \text{ MPa}$ (EHE-art. 39.6).

- Acero para armaduras pasivas B500SD:

Resistencia a tracción característica $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$. (EHE-art.32.2).

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	HA-25
	Material Type	Concrete
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	24,5
	Mass per Unit Volume	2,4983
Isotropic Property Data	Modulus of Elasticity, E	27264042,
	Poisson, U	0,2
	Coefficient of Thermal Expansion, A	1,000E-05
	Shear Modulus, G	11360018,
Other Properties for Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f _c	25000,
	Expected Concrete Compressive Strength	25000,
	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
	Shear Strength Reduction Factor	

Imagen 25: Propiedades del hormigón HA-25. (Fuente: Elaboración propia)

5.2.2. DIMENSIONES

A partir de los planos de la Oficina Técnica, que en la actualidad están gestionados por la AET, se han podido extraer los datos relativos a la sección de los diferentes elementos estructurales. A continuación se detallan las secciones que aparecen en nuestro modelo:

- Tirante de hormigón armado de sección circular y $\varnothing 20\text{cm}$ (imagen 26).

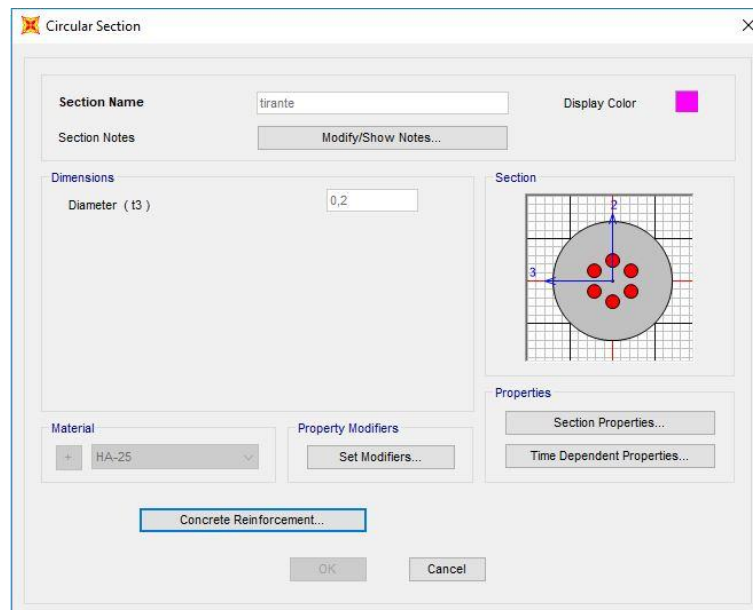


Imagen 26: Propiedades de la sección del tirante. (Fuente: Elaboración propia)

- Viga de hormigón armado de sección rectangular con canto variable y 30 cm de espesor constante, orientada con su eje fuerte ortogonal al plano del pórtico.
- Soporte de hormigón armado de sección variable rectangular, orientado con su eje fuerte ortogonal al plano del pórtico (imagen 27).

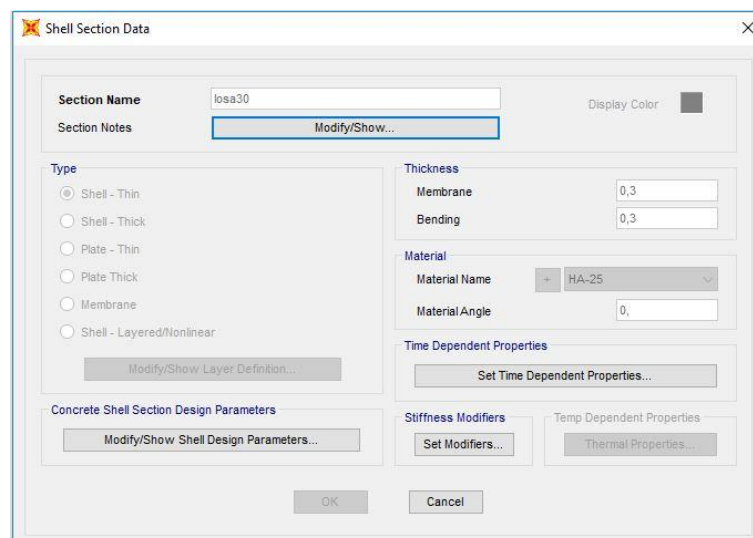


Imagen 27: Propiedades de la sección de la viga y el soporte. (Fuente: Elaboración propia)

- Estructura laminar de hormigón armado de espesor variable.

La parte más compleja de este apartado ha consistido en definir la sección de la estructura laminar de la cubierta. Esto se debe a que, en primer lugar, dicho elemento no tiene un espesor constante, sino que como ya hemos explicado en la primera parte del trabajo, el espesor de los sectores de hiperboloide decrece conforme nos acercamos a los bordes. Para ello se ha recurrido al comando *Joint Pattern* de SAP2000, el cual permite definir con una ecuación de primer grado

la variación del espesor en función de la distancia de cualquier punto respecto del origen de coordenadas (imagen 28).

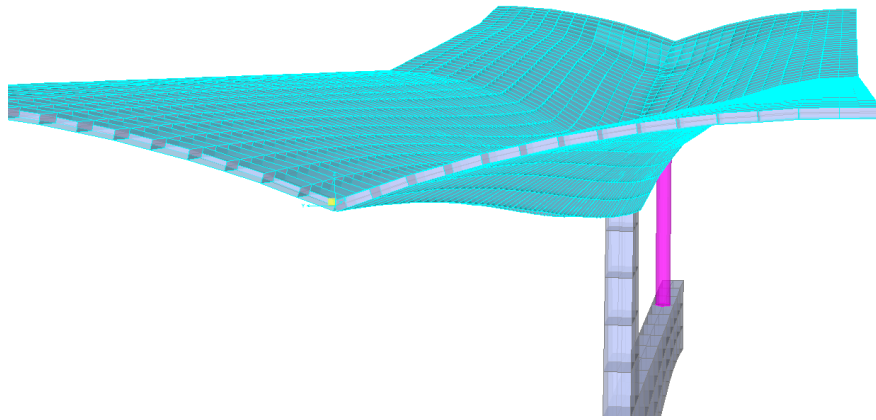


Imagen 28: Estructura laminar de la cubierta con espesor variable. (Fuente: Elaboración propia)

En segundo lugar, puesto que los resultados del análisis varían en función del comportamiento estructural de la lámina, es decir, dependen de si la lámina trabaja fundamentalmente a flexión (placa) o a esfuerzos axiales (membrana), y con el objetivo de que el modelo represente lo más fielmente posible a la estructura real, la cual trabaja en gran medida como una membrana, se han modificado las características mecánicas de la sección de la misma desde el apartado *Shell Section Data > Set Modifiers*. Reduciendo en este subapartado los valores de los parámetros *Bending m11 Modifier*, *Bending m22 Modifier* y *Bending m12 Modifier*.

Para determinar los valores de los parámetros enumerados anteriormente se ha procedido a equiparar la flecha actual real de las tribunas con la obtenida al analizar en SAP2000 nuestro modelo. El valor de la flecha actual real se ha extraído de la tesis de Joaquín Antuña Bernardo, quien, a su vez, tomó los datos del levantamiento topográfico que, durante los años 1999 y 2000, personal del CEMEX y profesores de la ETSAM realizaron del hipódromo. De los datos de deformación del voladizo que se tienen del levantamiento, se ha tomado el valor de 18 cm, correspondiente al registrado en el extremo exterior del último módulo de la tribuna de preferencia, porque se entiende que el comportamiento estructural de estos, al no tener elementos contiguos que lo acodalen, es el más similar al nuestro (imagen 29-30).

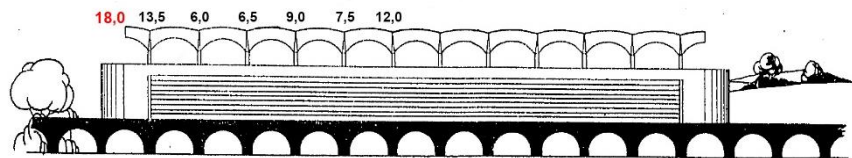


Imagen 29: Alzado de la tribuna de preferencia con los datos de flecha obtenidos del levantamiento topográfico. (Fuente: Tesis doctoral de Joaquín Antuña Bernardo, 2002)

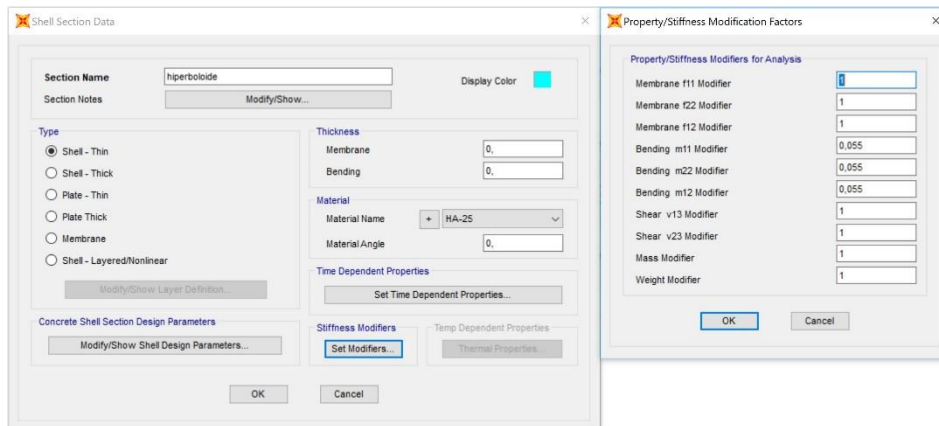


Imagen 30: Propiedades de la sección de la estructura laminar de cubierta. (Fuente: Elaboración propia)

5.3. VÍNCULOS

5.3.1. COACCIONES EXTERIORES EN APOYOS

Las condiciones de apoyo de la estructura se han definido a partir del comando *Assign>Joint>Restraints*. En nuestro modelo el único apoyo que existe es el del soporte que se entiende empotrado en toda su sección. Por lo tanto, como la sección inferior del soporte está compuesta por tres nudos, ya que se ha definido como un elemento finito, se le asigna a cada uno de estos nudos un empotramiento (imagen 31-32).

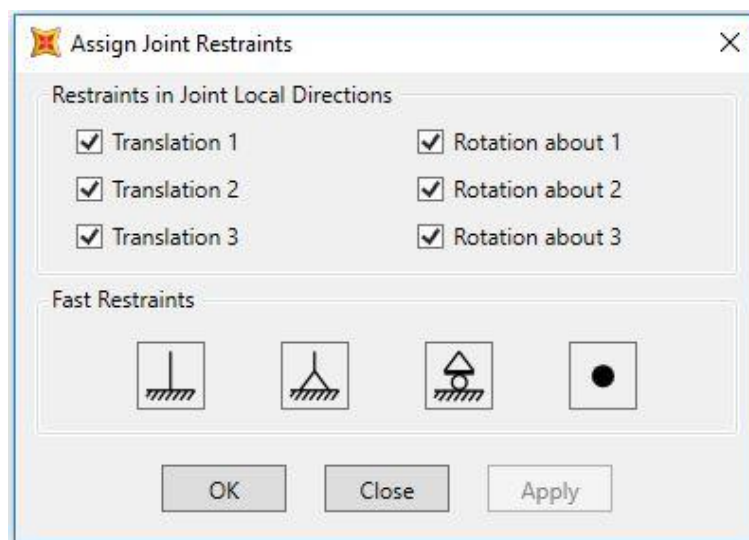


Imagen 31: Movimientos restringidos en el empotramiento del soporte principal. (Fuente: Elaboración propia)

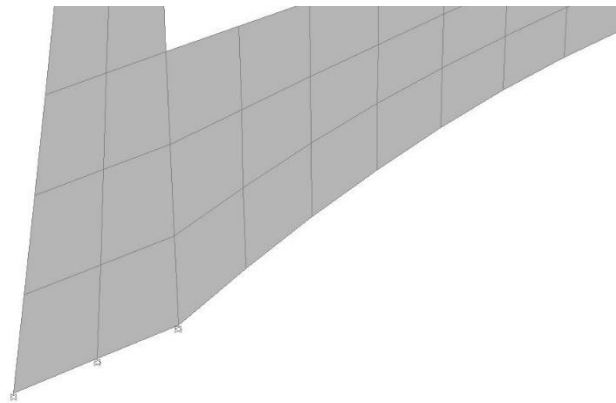


Imagen 32: Empotramiento del soporte principal. (Fuente: Elaboración propia)

5.3.2. DESCONEXIONES INTERNAS

Para que nuestro modelo sea lo más fiel posible a la realidad, se han modificado las condiciones de enlace del tirante posterior a través del comando *Assign>Frame>Releases/Party Fixity*. Al tratarse de un tirante, sólo es capaz de resistir tracciones y, por lo tanto, no transmite ni momentos en el plano principal (*Moment 33*), ni en el plano secundario (*Moment 22*), ni torsiones (*Torsion*) (imagen 33).

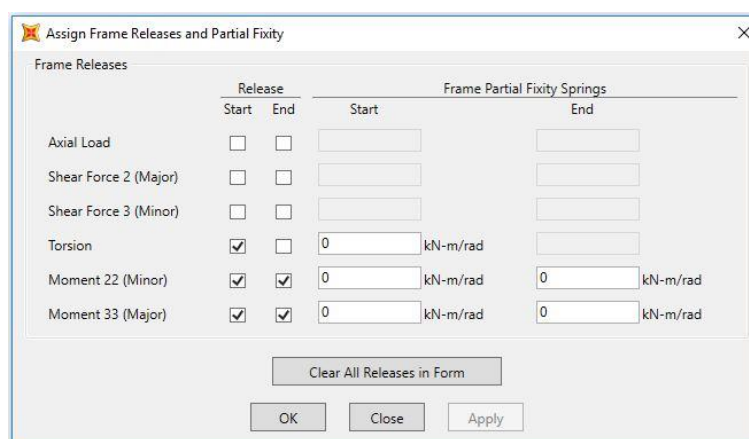


Imagen 33: Desconexiones en los extremos del tirante posterior. (Fuente: Elaboración propia)

5.4. EVALUACIÓN DE LAS ACCIONES

5.4.1. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL CTE DB-SE

Según el DB-SE, apartado 3.3.2.1, las acciones se clasifican por su variación en el tiempo en:

- Acciones permanentes (G): son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante.
- Acciones variables (Q): son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas.
- Acciones accidentales (A): son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña, pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

5.4.1.1. Acciones permanentes (G)

5.4.1.1.1. Peso propio

Según el DB-SE-AE, apartado 2.1, el peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo.

En nuestro modelo sólo tendremos en cuenta el peso propio de los elementos estructurales, ya que no existe ningún otro elemento de los enunciados por la norma. El valor de este lo define SAP2000 automáticamente a partir de la densidad de los materiales empleados y del área transversal de las secciones asignadas a los elementos.

5.4.1.1.2. Pretensado

No procede puesto que no existe ningún elemento pretensado en nuestro modelo.

5.4.1.1.3. Acciones del terreno

No procede debido a la simplificación del modelo de análisis.

5.4.1.2. Acciones variables (Q)

5.4.1.2.1. Sobrecarga de uso

Según el apartado 3.1 del mismo documento, la sobrecarga de uso se define como el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.

Según la tabla 3.1 (imagen 34), nuestra cubierta es categoría G, subcategoría G1, puesto que se trata de una cubierta accesible únicamente para conservación, con una inclinación inferior a 20°. Por lo tanto, la carga uniforme que nos corresponde utilizar es de 1kN/m². Es importante leer el pie de página de la citada tabla pues en ella, la norma nos dice que, para este tipo de cubierta, la sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de las acciones variables y que el valor de la carga uniforme indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de esta.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁶⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

- (1) Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m² para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m² para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m² para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.
- (2) En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.
- (3) Para cubiertas con un inclinación entre 20° y 40°, el valor de q_s se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.
- (4) El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.
- (5) Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m².
- (6) Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m² y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.
- (7) Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

Imagen 34: Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso. (Fuente: CTE BD-SE-AE, 2009).

5.4.1.2.2. Acciones sobre barandillas y elementos divisorios

No procede puesto que no se contempla ningún elemento de este tipo en nuestro modelo.

5.4.1.2.3. Viento

Según el artículo 3.3.2, se entiende por la acción del viento, una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e, que puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p; \text{ siendo:}$$

q_b: la presión dinámica del viento. Para obtener su valor acudimos al Anejo D.1 del mismo documento. Se calcula a partir de la fórmula siguiente:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26^2 = 0,42 \text{ kN/m}^2; \text{ siendo:}$$

δ: la densidad del aire. En general, puede tomarse el valor de 1,25 kg/m³.

v_b: el valor básico de la velocidad del viento. Según la figura D.1 para Madrid debe adoptarse un valor de 26 m/s.

C_e: el coeficiente de exposición que se puede obtener a partir de la tabla 3.4, en función del grado de aspereza del entorno y de la altura del punto considerado. En nuestro caso para un tipo de aspereza III y una altura máxima sobre rasante de 10 metros el valor es de 2,38.

C_p: el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto del viento y, en su caso, de la situación del punto respecto a los

bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión. Puesto que nuestro modelo no se asemeja en nada a un edificio de pisos, la norma establece que, como alternativa al coeficiente eólico global, se podrá determinar la acción del viento como resultante de la que existe en cada punto, a partir de los coeficientes eólicos que se establecen en las tablas del Anejo D.2. La forma canónica que más se asemeja a nuestro modelo es la de la tabla D.11, *Marquesinas a dos aguas* (imagen 35), de la cual extraemos los valores de C_p .

Tabla D.11 Marquesinas a dos aguas

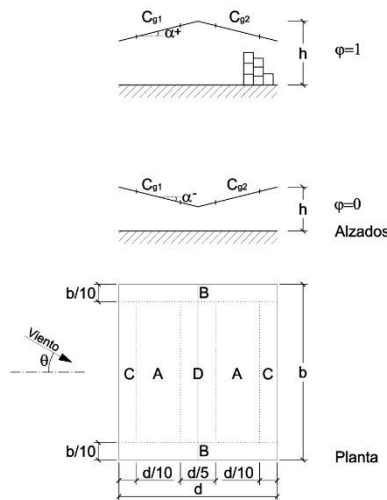


Imagen 35: Gráfico tabla D.11 (Fuente: CTE BD-SE-AE, 2009).

Por lo tanto, puesto que nuestra cubierta tiene una pendiente de -10° aproximadamente, las ecuaciones que obtenemos para las diferentes zonas de la cubierta y efectos del viento son:

- Para el efecto del viento hacia arriba (succión) y un factor de obstrucción de 0:

$$q_{e(A)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot -0,8 = -0,80 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{e(B)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot -1,3 = -1,30 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{e(C)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot -1,5 = -1,50 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{e(D)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot -0,6 = -0,60 \text{ kN/m}^2.$$

- Para el efecto del viento hacia abajo (presión):

$$q_{e(A)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot 0,6 = 0,60 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{e(B)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot 1,4 = 1,40 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{e(C)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot 0,8 = 0,80 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{e(D)} = 0,42 \cdot 2,38 \cdot 1,1 = 1,10 \text{ kN/m}^2.$$

A la vista de los resultados obtenidos, se utilizarán los valores de $q_e = 1,40 \text{ kN/m}^2$ para presión y de $q_e = -1,50 \text{ kN/m}^2$ para succión.

5.4.1.2.4. Acciones térmicas

No procede debido a la simplificación del modelo de análisis.

5.4.1.2.5. Nieve

Al no tratarse nuestro modelo de un edificio de piso con cubierta plana, el valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal q_n se deduce a partir de la fórmula siguiente:

$q_n = \mu \cdot s_k$; siendo:

μ : coeficiente de forma de la cubierta, según 3.5.3. Puesto que los faldones limitan inferiormente con una limahoya, lo que supone un impedimento al deslizamiento de la nieve, están inclinados en sentido contrario y la semisuma de las inclinaciones $\beta = 37^\circ > 30^\circ$, el coeficiente de forma de ambos será de 2.

s_k : el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal, según 3.5.2. Madrid al ser capital de provincia se encuentra en la tabla 3.8 y, por lo tanto, podemos obtener el valor directamente de esta, que es $s_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$.

Por tanto, el valor de q_n será:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

Además, como la construcción no está protegida del viento, el valor deberá aumentarse en un 20%, obteniéndose un valor definitivo de $q_n = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ kN/m}^2$.

5.4.1.3. Acciones accidentales (A)

5.4.1.3.1. Sismo

Las acciones sísmicas están reguladas por la norma NCSE-02. Según el apartado 1.2, nuestro edificio estaría clasificado como una construcción de importancia normal ya que no cumple ninguno de los requisitos establecidos para ser una construcción de importancia especial. Con respecto a esto hay que aclarar que el Hipódromo de la Zarzuela está declarado como BIC desde el 16 de octubre de 2009 lo que sí lo convierte en un edificio de importancia especial; sin embargo, estamos suponiendo, como parte de la simplificación del trabajo, que el edificio se construye en la actualidad, con materiales actuales, por lo que consideramos que no es necesario tener en cuenta dicha consideración especial.

Según indica el apartado siguiente, esta norma es de obligado cumplimiento en las construcciones que indica el apartado 1.2.1, excepto cuando se den alguno de los siguientes casos:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a $0,04g$, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b (art. 2.1) sea inferior a $0,08g$. No obstante, la norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo, a_c , (art. 2.2) es igual o mayor que $0,08g$.

Para saber cuál es la aceleración sísmica básica a_b de Madrid, acudimos al mapa de peligrosidad sísmica (imagen 36), en donde se puede ver claramente que en Madrid $a_b < 0,04g$.

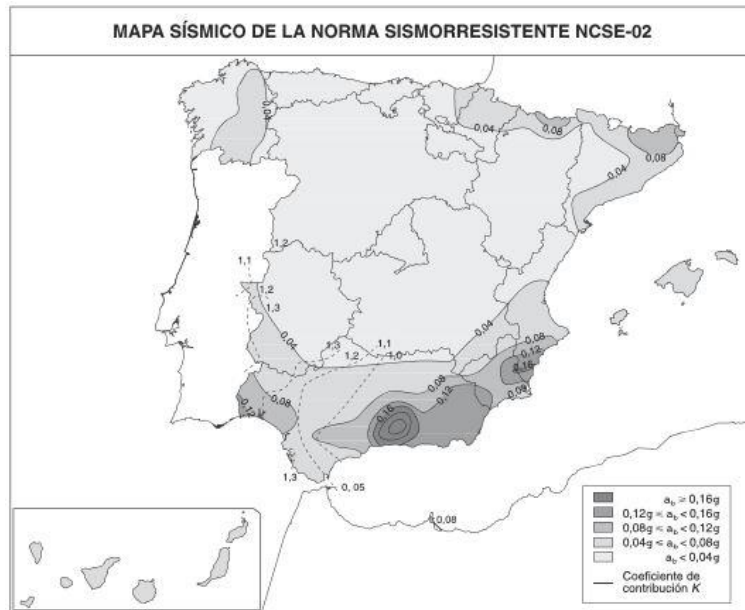


Imagen 36: Mapa sísmico de la norma NCSE-02 (Fuente: NCSE, 2002).

En consecuencia, al tratarse de una edificación de importancia normal y estar ubicada en Madrid, en donde la aceleración sísmica básica es inferior a 0,04g, no es de aplicación la citada norma.

5.4.1.3.2. Incendio.

No procede debido a la simplificación del modelo de análisis.

5.4.1.3.3. Impacto.

No procede debido a la simplificación del modelo de análisis.

5.4.2. RESUMEN DE LAS ACCIONES ACTUANTES SOBRE EL MODELO

A modo de resumen, las acciones que vamos a tener en cuenta en el análisis serán las siguientes:

Clasificación	Tipo	Valor
Permanente	Peso propio	25kN/m ³
	Pretensado	NP
	Acciones del terreno	NP
Variable	Sobrecarga de uso	1kN/m ²
	Acciones sobre barandillas y elementos divisorios	NP
	Viento	1,40 kN/m ² -1,50 kN/m ²
	Acciones térmicas	NP

	Nieve	1,44 kN/m ²
Accidentales	Sismo	NP
	Incendio	NP
	Impacto	NP

5.5. ASIGNACIÓN DE CARGAS

En este punto se explica cómo se han asignado las cargas calculadas en el punto anterior a los elementos correspondientes del modelo.

Para ello, en primer lugar, se han definido las siguientes *Load Patterns*: *DEAD* (por defecto, cargas permanentes-peso propio), *SCU* (cargas variables-sobrecarga de uso), *SCN* (cargas variables-nieve), *SCVs* (cargas variables-viento de succión), *SCVp* (cargas variables-viento de presión) (imagen 37).

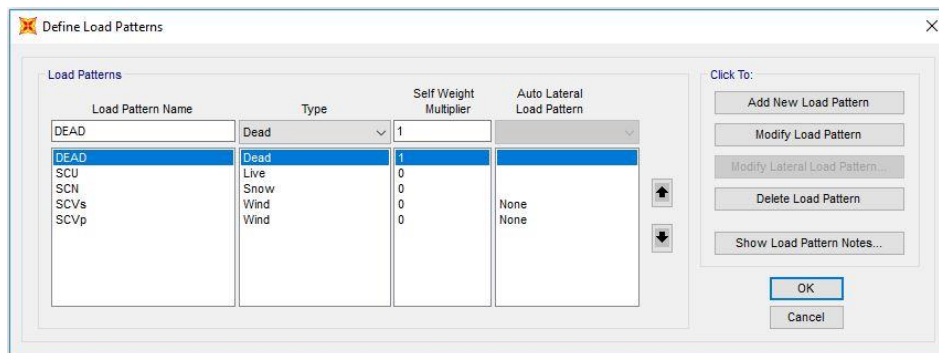


Imagen 37: Lista de Load Patterns. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación se ha procedido a asignar a cada elemento constructivo, las cargas que actúan sobre él, con su valor y dirección correspondiente. En este caso, las cargas solamente están aplicadas sobre los elementos finitos planos que conforman la cubierta del graderío y, todas ellas, son superficiales de valor uniforme y con un comportamiento bidireccional. Por ello, se han asignado con el comando *Assign>Area Loads>Uniform (Shell)*, con las particularidades que a continuación se enuncian:

- El peso propio (*load pattern: DEAD*) es asignado automáticamente por SAP2000 en base a los ejes globales de acuerdo con la dirección de la gravedad y con un valor calculado por el programa en función de la sección y la densidad del material.
- La sobrecarga de uso (*load pattern: SCU*) ha sido asignada en base a los ejes globales, de acuerdo con la dirección de la gravedad proyectada (tabla 3.1 DB-SE-AE) y con un valor positivo de 1kN/m².
- La carga de nieve (*load pattern: SCN*) se ha asignado en base a los ejes globales, de acuerdo con la dirección de la gravedad proyectada y con un valor positivo de 1,44kN/m².

- La carga de viento de succión (*load pattern: SCVs*) ha sido asignada en base a los ejes locales, puesto que actúa en dirección perpendicular a la superficie del elemento, de acuerdo con la dirección del eje local Z (3) y con un valor negativo de $-1,50\text{kN/m}^2$.
- La carga de viento de presión (*load pattern: SCVp*) se ha asignado en base a los ejes locales, puesto que actúa en dirección perpendicular a la superficie del elemento, de acuerdo con la dirección del eje local Z (3) y con un valor positivo de $1,40\text{kN/m}^2$.

6. VERIFICACIONES BASADAS EN COEFICIENTES PARCIALES

La capacidad de respuesta de nuestro modelo se abordará desde el punto de vista semiprobabilista del *Método de los Estados Límite* que utiliza la EHE-08. Esta normativa “*introduce la seguridad mediante el uso de los valores característicos y de cálculo de las acciones y de las resistencias de los materiales según cual sea la situación de proyecto analizada*” (Perepérez, 2008-2017).

Según la EHE-08, los Estados Límite se pueden definir como situaciones que dejan fuera de uso la estructura en caso de ser alcanzadas y se clasifican en:

- *Estado Límite de Servicio* (ELS): pueden hacer que la estructura o parte de ella deje de cumplir los requisitos de funcionalidad, de confort o de aspecto exigibles.
- *Estado Límite Último* (ELU): pueden producir la pérdida de equilibrio, el colapso o la rotura de la estructura, por lo tanto, se comprueban con el grado de seguridad mayor, pues entrañan un riesgo para las personas.
- *Estado Límite de Durabilidad*: pueden deteriorar de modo inaceptable las propiedades del hormigón o de las armaduras. Queda fuera del alcance de dicho trabajo.

A su vez, las variaciones de las influencias ambientales, de las acciones y de la estructura a lo largo de su vida útil se contemplan definiendo diversas *situaciones de proyecto*, que son las siguientes (EHE, 2008):

- *Situaciones persistentes* o de uso habitual de la estructura.
- *Situaciones transitorias*, como las debidas al proceso de construcción de la estructura, por ejemplo y que quedan fuera del alcance de dicho trabajo.
- *Situaciones accidentales* o de ocurrencia excepcional, como explosiones, choques o seísmos, que también quedan fuera.

6.1. VALORES DE CÁLCULO DE LOS MATERIALES

Según el artículo 15.2 de la EHE-08, los valores de cálculo de los materiales se obtienen al dividir los valores característicos de estos entre un coeficiente parcial de seguridad.

Además, según el artículo 15.3 de la misma instrucción, los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite Últimos son los indicados en la tabla 15.3 de esta.

En nuestro modelo, al tener en cuenta sólo las situaciones de proyecto *persistentes* o *transitorias*, los coeficientes que nos interesan son:

- Para el hormigón: $\gamma_c=1,50$. Por lo tanto, su resistencia de cálculo es: $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=25/1,50=16,66\text{N/mm}^2$.
- Para las armaduras pasivas: $\gamma_s=1,15$. Por lo tanto, su resistencia de cálculo es: $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=434,78\text{N/mm}^2$. Aunque hay que tener en cuenta que la norma para determinadas comprobaciones de Estado Límite fija la resistencia máxima de cálculo del acero en 400 MPa.

6.2. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

De acuerdo con Perepérez (2008-2017) *“una misma acción puede tener valores distintos. El valor representativo es el que se le asigna en la comprobación de un estado límite, siendo el principal el valor característico, que se suele asignar a las acciones permanentes G y accidentales A. Las acciones variables Q, en función de su valor característico Q_k , pueden tener diversos valores representativos, a saber”*:

- Valor de combinación: $\psi_0 Q_k$.
- Valor frecuente: $\psi_1 Q_k$.
- Valor casi permanente: $\psi_2 Q_k$.

Los posibles coeficientes de ψ_i son los recogidos en la tabla 4.2 del DB-SE (imagen 38). En este trabajo se utilizarán los siguientes valores de dicha tabla:

- Sobrecarga de uso, entendiéndose que la cubierta sólo es accesible para mantenimiento: $\psi_0=0$; $\psi_1=0$; $\psi_2=0$.
- Nieve: $\psi_0=0,5$; $\psi_1=0,2$; $\psi_2=0$.
- Viento: $\psi_0=0,6$; $\psi_1=0,5$; $\psi_2=0$.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)	(1)		
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes \leq 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Imagen 38: Tabla 4.2. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (ψ). (Fuente: CTE BD-SE, 2009)

Perepérez (2008-2017), a su vez, también indica que “para determinar el valor de cálculo de las acciones, el valor representativo se multiplica por un coeficiente de ponderación γ_f que depende del estado límite, la situación de proyecto, el tipo de acción y el efecto de la misma”. Estos valores se definen en la tabla 4.1 del DB-SE (imagen 39) y se emplearán los siguientes:

- Para ELU (resistencia) considerando que el efecto siempre es desfavorable: acciones permanentes (peso propio) $\gamma_G=1,35$ y para acciones variables $\gamma_Q= 1,50$.
- Para ELS (servicio) considerando que el efecto siempre es desfavorable: acciones permanentes (peso propio) $\gamma_G=1,00$ y para acciones variables $\gamma_Q= 1,00$.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
		desestabilizadora	estabilizadora
Estabilidad	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Imagen 39: Tabla 4.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. (Fuente: CTE BD-SE, 2009)

6.3. COMBINACIONES DE ACCIONES

Por lo que respecta a la combinación de acciones, “cuando actúa más de una acción, las diferentes posibilidades se contemplan mediante conjuntos de sus valores de cálculo que puedan actuar simultáneamente” (Perepérez, 2008-2017). En función de la situación de proyecto, las combinaciones previstas en la EHE para la comprobación de los ELU son las siguientes:

- Situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_{k,j} + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situaciones sísmicas.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G^*_{k,j} + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Puesto que en este trabajo no se tienen en cuenta ni las acciones accidentales ni las sísmicas, haremos uso únicamente de la expresión referente a las situaciones persistentes o transitorias, obteniendo las siguientes combinaciones:

- Combinación 1: acción variable principal: sobrecarga de uso. Respecto a esta combinación es necesario recordar el pie de la tabla 3.1 del DB-SE-AE ya que, en la cubierta del Hipódromo, la sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de las acciones variables y, por lo tanto, la expresión resultante es la siguiente:

$$1,35 \cdot G_{PP} + 1,50 \cdot Q_{SU}$$

- Combinación 2: acción variable principal: nieve; acción variable concomitante: viento de succión.

$$1,35 \cdot G_{PP} + 1,50 \cdot Q_N + 1,50 \cdot 0,6 \cdot Q_{VS}$$

- Combinación 3: acción variable principal: nieve; acción variable concomitante: viento de presión.

$$1,35 \cdot G_{PP} + 1,50 \cdot Q_N + 1,50 \cdot 0,6 \cdot Q_{VP}$$

- Combinación 4: acción variable principal: viento de succión; acción variable concomitante: nieve.

$$1,35 \cdot G_{PP} + 1,50 \cdot Q_{VS} + 1,50 \cdot 0,5 \cdot Q_N$$

- Combinación 5: acción variable principal: viento de presión; acción variable concomitante: nieve.

$$1,35 \cdot G_{PP} + 1,50 \cdot Q_{VP} + 1,50 \cdot 0,5 \cdot Q_N$$

Por su parte, las combinaciones previstas en EHE-08 para la comprobación de los ELS sólo se refieren a las situaciones persistentes o transitorias y son las siguientes:

- *Combinación poco probable:*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} \cdot G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- *Combinación frecuente:*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} \cdot G^*_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- *Combinación casi permanente:*

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G*,j} \cdot G^*_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En este trabajo, las combinaciones de tipo *poco probable* que tenemos son las siguientes:

- Combinación 1: acción variable principal: sobrecarga de uso. Respecto de dicha combinación cabe recordar de nuevo que la sobrecarga de uso de esta cubierta no se considera concomitante con el resto de las acciones variables y por la tanto la expresión es la siguiente:

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot Q_{SU}$$

- Combinación 2: acción variable principal: nieve; acción variable concomitante: viento de succión.

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot Q_N + 1,00 \cdot 0,6 \cdot Q_{VS}$$

- Combinación 3: acción variable principal: nieve; acción variable concomitante: viento de presión.

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot Q_N + 1,00 \cdot 0,6 \cdot Q_{Vp}$$

- Combinación 4: acción variable principal: viento de succión; acción variable concomitante: nieve.

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot Q_{Vs} + 1,00 \cdot 0,5 \cdot Q_N$$

- Combinación 5: acción variable principal: viento de presión; acción variable concomitante: nieve.

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot Q_{Vp} + 1,00 \cdot 0,5 \cdot Q_N$$

Las de tipo *frecuente* son:

- Combinación 6: acción variable principal: nieve.

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot 0,2 \cdot Q_N$$

- Combinación 7: acción variable principal: viento de succión.

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot 0,5 \cdot Q_{Vs}$$

- Combinación 8: acción variable principal: viento de presión.

$$1,00 \cdot G_{PP} + 1,00 \cdot 0,5 \cdot Q_{Vp}$$

Las de tipo *casi permanente* son:

- Combinación 9: sólo se tiene en cuenta el peso propio.

$$1,00 \cdot G_{PP}$$

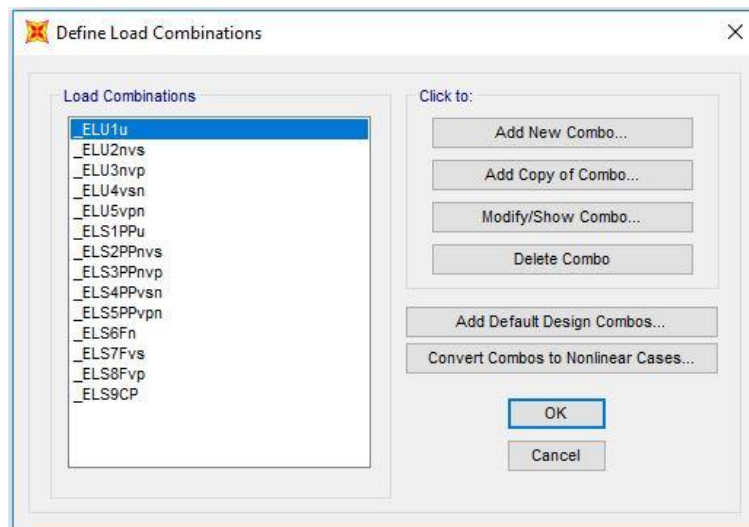


Imagen 40: Cuadro de combinaciones de acciones definidas en el modelo. (Fuente: Elaboración propia)

7. ANÁLISIS DEL MODELO CON SAP2000 E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Según el *Artículo 23. Membranas y láminas* de la EHE-08, para el análisis de láminas puede utilizarse el análisis lineal y no lineal, y no es recomendable el cálculo plástico. Además, las láminas sometidas a esfuerzos de compresión se analizarán teniendo en cuenta posibles fallos por pandeo y, por ello, deben considerarse las deformaciones elásticas, las debidas a la fluencia, variación de temperatura y retracción del hormigón, los asientos de apoyo y las imperfecciones en la forma por inexactitudes durante la ejecución. Debido a la limitación de la carga lectiva, no se pueden tener en cuenta todas las posibles variables que marca la normativa, así pues, sólo se contemplarán los efectos de las calculadas anteriormente.

Por lo tanto, se ha realizado un análisis estático con comportamiento elástico y lineal de primer orden y pequeños movimientos para el que resulta válido el *principio de superposición*. Además, SAP2000 supone 6 grados de libertad por nudo (las tres traslaciones y las tres rotaciones en el espacio) que corresponden al caso de una estructura espacial (*Space Frame*) y, por ello, el desplazamiento perpendicular al pórtico y los giros fuera del plano de este quedarán indefinidos, aunque realmente son nulos (Gallardo, 2015: 57-58).

Una vez ya tenemos todo el modelo completo de la estructura, incluyendo la geometría, los materiales, las secciones, las cargas, las condiciones de apoyo y las desconexiones de extremo de barra, se puede proceder con el análisis a través del comando *Analyze> Run Analysis (F5)*. Como resultado se obtienen los movimientos de todos los nudos a partir de los cuales se deducen las leyes de esfuerzos, las reacciones, tensiones y demás valores propios de la estructura.

Puesto que nuestro análisis es estático se ha decidido desactivar el caso de análisis *Modal*.

7.1. COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

La comprobación de los Estados Límite de Servicio se realizará a partir de los resultados cinemáticos, es decir, movimientos y deformada obtenidos con el programa.

7.1.1. COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO DE DEFORMACIÓN

Según Perepérez (2008-2017) *“en edificación, para comprobar el Estado Límite de Deformación, suele ser suficiente determinar que la flecha activa y la flecha total no superan sus respectivos límites, para lo que es preciso calcular flechas instantáneas y flechas diferidas”*, puesto que la flecha total es suma de ambas.

La flecha instantánea total se obtiene como suma de las flechas instantáneas provocadas por la aplicación de cada una de las cargas que solicitan la estructura.

Por su parte, la flecha diferida total es el valor de la flecha que se suma a la deformación inicial o instantánea y que se genera cuando las cargas permanecen aplicadas a lo largo del tiempo. Estas flechas diferidas se deben sobre todo a la retracción hidráulica, a la fluencia del hormigón y al deterioro de la adherencia entre el acero y el hormigón. Por lo tanto, depende de diversas variables, así como de las edades a las que se aplican las cargas y de la edad a la que se evalúa (Perepérez, 2008-2017).

Como ya se ha explicado en el punto 5.2. *Propiedades de sección*, tomando como dato de partida el valor actual real de la flecha, se ha modificado el comportamiento estructural del modelo de SAP2000. Por este motivo, ya conocemos cual va a ser la flecha activa total que vamos

a obtener al analizar el modelo con el programa informático. Esta modificación en el modelo tiene el objetivo de conseguir que la transmisión de fuerzas a lo largo del elemento estructural refleje lo más fielmente posible el comportamiento real de la tribuna.

7.1.1.1. Flechas verticales

Según el artículo 50 de la EHE-08 y el apartado 4.3.3.1 del DB-SE, las flechas máximas admisibles para un edificio son las siguientes:

- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos no estructurales, los valores límite de la flecha activa para cualquier combinación característica de acciones son:
 - Para tabiques frágiles o para pavimentos rígidos sin juntas, $L/500$.
 - Para tabiques ordinarios o para pavimentos rígidos con juntas, $L/400$.
 - Para el resto de los casos, $L/300$
- Cuando se considere el confort de los usuarios, teniendo en cuenta sólo las acciones de corta duración y cualquier combinación característica, la flecha no ha de ser mayor que $L/350$.
- Cuando se considere el aspecto de la obra, para cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha no ha de ser mayor que $L/300$.

Con respecto al valor de la luz (L) para los voladizos, en los comentarios del artículo 50.1 de la EHE-08 se dice que se considere 1,6 veces el vuelo.

Además, según el artículo 56 de la EHE-08, el canto mínimo para láminas de doble curvatura es de 5 cm, prescripción que si cumplimos puesto que el canto mínimo en los bordes de los voladizos es ese mismo valor.

Por lo tanto, en el modelo objeto de estudio, las flechas límite que establece la norma son:

- Respecto de la integridad de los elementos constructivos no estructurales: **NO** es de aplicación puesto que en la cubierta no existen este tipo de elementos.
- Respecto del confort de los usuarios: **NO** es de aplicación puesto que la cubierta sólo es accesible para mantenimiento.
- Respecto del aspecto de la obra: la comprobación se realiza sólo teniendo en cuenta las acciones casi permanentes, siendo el límite establecido por la norma $L/300$:
 - Centro del vano ($L=5,2744\text{m}$): $f_t \leq 0,0176\text{m}=1,76\text{cm}$
 - Extremo de voladizo ($L= 1,6 \cdot \text{Vuelo}= 1,6 \cdot 12,57= 20,11\text{m}$): $f_t \leq 0,0670\text{m}= 6,70\text{cm}$.

A continuación se van a comparar los límites calculados anteriormente para el aspecto de la obra con los resultados obtenidos en el programa. La única combinación de acciones casi permanentes es la número 9 de ELS, en la que sólo se considera la acción del peso propio de la estructura y, con la cual, se obtienen los siguientes valores de flecha:

- Centro del vano: el valor límite es de $f_t \leq 0,0176m$. Si acotamos la escala de colores entre los dos valores límite, superior 0 e inferior $-0,0176m$, y se observa la imagen 41, en la zona de centro de vano del modelo no existe ninguna zona magenta, lo que verifica que en esta zona concreta la limitación de flecha **SÍ** se cumple.

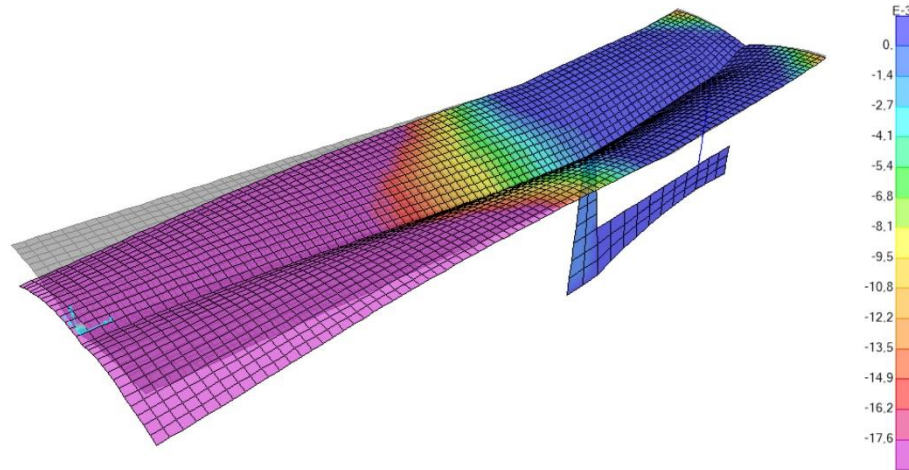


Imagen 41: Deformada para combinación _ELS9CP, punto de referencia: centro del vano. (Fuente: Elaboración propia)

- Extremo de voladizo: el valor límite es de $f_t \leq 0,0670m$. Si acotamos la escala de colores entre los dos valores límite, superior 0 e inferior $-0,0670m$, y se observa la imagen 42 en la zona de extremo de voladizo, se puede comprobar que en los dos extremos opuestos del voladizo **NO** se cumple la limitación de flecha. Esto era algo previsible, puesto que en la definición del comportamiento estructural del elemento, uno de los condicionantes utilizados para su definición ha sido dicho valor.

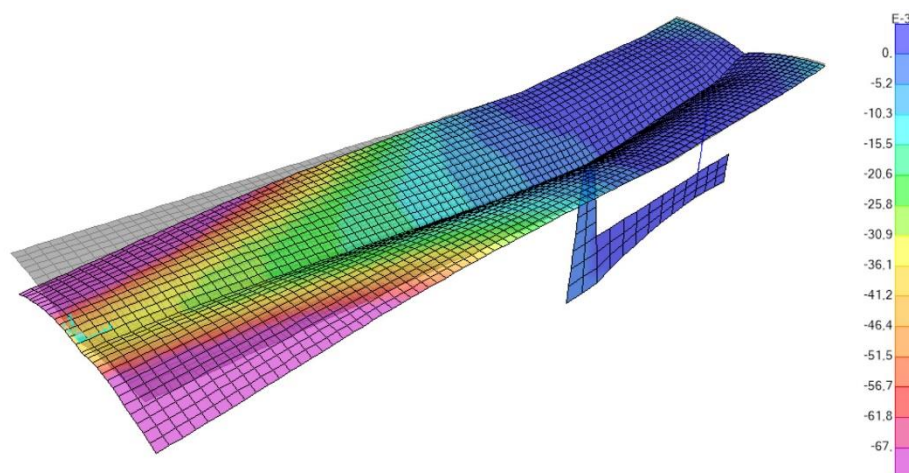


Imagen 42: Deformada para combinación _ELS9CP, punto de referencia: extremo de voladizo. (Fuente: Elaboración propia)

Así pues, el modelo no cumple a flecha en el extremo del voladizo. Una posible solución para cumplir con dicha limitación podría ser el mejorar su comportamiento estructural mediante la técnica del postesado. Esta consiste en introducir una barra de tendón en una posición determinada en la zona de tracciones de la sección para que, con el efecto del postesado, se genere una serie de compresiones en esta zona que compensen las tracciones que se producen debido a la flexión, generando una especie de contra-flecha hacia arriba. Por consiguiente, la principal ventaja del postesado es que las tracciones debidas a la flexión se compensan en parte con una compresión extra descentrada que actúa como un momento opuesto.

7.1.1.2. Desplazamientos horizontales

Como parte de la simplificación del modelo se ha decidido no tener en cuenta los desplazamientos horizontales que afectan a la estructura real en este trabajo.

7.1.2. COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO DE VIBRACIÓN

Según el artículo 51 de la EHE-08, las vibraciones pueden afectar al comportamiento en servicio de las estructuras por razones funcionales. En los comentarios del artículo se señala que las vibraciones en estructuras pueden ser causadas por diferentes acciones, tales como: movimiento rítmico causado por gente en movimiento, maquinaria, ráfagas de viento u oleaje, sobrecargas de tráfico o algunos procedimientos constructivos.

En este trabajo no se van a tener en cuenta las vibraciones que afectan a la estructura real, como podrían ser las causadas por la gente en movimiento durante los días de carreras, debido a la limitación de este.

7.1.3. COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO DE FISURACIÓN

Según los comentarios del artículo 40 de la EHE-08, en estructuras de hormigón suele ser inevitable la aparición de fisuras, lo que no supone un inconveniente para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a los valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia.

En este trabajo, por lo limitado de su carga lectiva, no se va a comprobar dicho Estado Límite.

7.2. COMPROBACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

La comprobación de los Estados Límite Últimos se va a realizar a partir de los resultados estáticos, es decir, reacciones, diagramas de esfuerzo y tensiones, obtenidos con el programa SAP2000. A partir de ellos se realizarán las comprobaciones de resistencia de las secciones principales del modelo.

7.2.1. SOPORTE

El soporte se va a comprobar a flexocompresión y a esfuerzo cortante. Para poder tener una idea aproximada de que sección o secciones son las más solicitadas, se observará el diagrama de esfuerzos de la componente F22 para las diferentes combinaciones de ELU. Se toma dicha componente como referencia puesto que, al tratarse de un pilar, el esfuerzo axial (F22) y el momento flector son las dos fuerzas que determinan su armado.

A priori, observando los diagramas de las diferentes combinaciones posibles, la más desfavorable es la *_ELU5vpn* y las secciones más solicitadas se sitúan en los extremos del soporte (imagen 43).

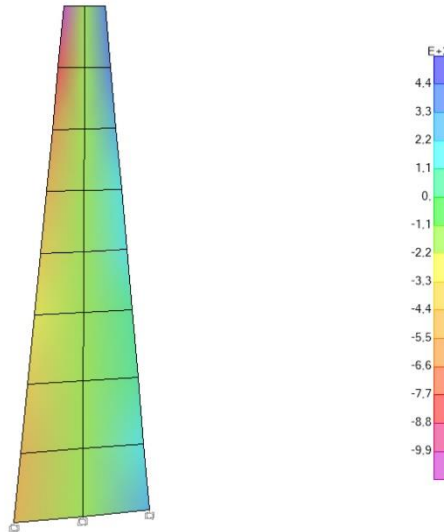


Imagen 43: Diagrama de esfuerzos de la resultante F22 para la combinación *_ELU5vpn*. (Fuente: Elaboración propia)

Para poder determinar con exactitud los esfuerzos máximos que lo solicitan, y con los cuales se comprobará el mismo, se ha hecho uso de la función *Section Cuts*. Con el objetivo de ser riguroso en el análisis se han hecho tres Section Cuts a lo largo del soporte, una en la parte superior, otra en la parte intermedia y una última en la parte inferior. Se han obtenido los siguientes datos (imagen 44):

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
SEC_ELU_PILARinferior	_ELU1u	Combination	525,663	-0,008933	1269,792	0,0192	707,3599	-0,0072
SEC_ELU_PILARinferior	_ELU2nvs	Combination	239,387	-0,034	975,778	0,0641	347,2611	-0,0355
SEC_ELU_PILARinferior	_ELU3nvp	Combination	967,615	0,013	1852,6	-0,0198	1271,0451	0,0181
SEC_ELU_PILARinferior	_ELU4vsn	Combination	-159,643	-0,049	412,402	0,0906	-163,9186	-0,0531
SEC_ELU_PILARinferior	_ELU5vpn	Combination	1054,07	0,03	1873,771	-0,0493	1375,7213	0,0363
SEC_ELU_PILARintermedio	_ELU1u	Combination	227,963	0,009523	964,311	0,0138	240,2523	0,0048
SEC_ELU_PILARintermedio	_ELU2nvs	Combination	105,934	0,02	819,812	0,04	136,1093	0,0007565
SEC_ELU_PILARintermedio	_ELU3nvp	Combination	419,553	0,001229	1313,763	-0,0087	407,1012	0,0094
SEC_ELU_PILARintermedio	_ELU4vsn	Combination	-67,972	0,025	467,859	0,0551	-16,2865	-0,0028
SEC_ELU_PILARintermedio	_ELU5vpn	Combination	454,725	-0,006029	1291,11	-0,0261	435,3666	0,0115
SEC_ELU_PILARsuperior	_ELU1u	Combination	6,07E-10	1,671E-08	-867,617	0,0611	-146,2858	9,183E-08
SEC_ELU_PILARsuperior	_ELU2nvs	Combination	12,46	0,009796	-804,373	0,0423	-104,1096	0,0184
SEC_ELU_PILARsuperior	_ELU3nvp	Combination	-11,629	-0,009143	-1110,216	0,0929	-225,9579	-0,0172
SEC_ELU_PILARsuperior	_ELU4vsn	Combination	20,767	0,016	-543,536	0,0128	-27,9766	0,0307
SEC_ELU_PILARsuperior	_ELU5vpn	Combination	-19,382	-0,015	-1053,274	0,0972	-231,0572	-0,0287

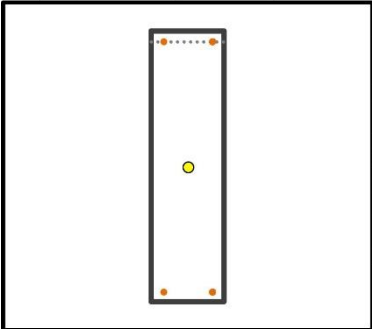
Imagen 44: Tabla Section Cut Forces del soporte. (Fuente: Elaboración propia)

Al analizar los datos anteriores se observa que la sección más solicitada se encuentra en la parte inferior del soporte y que, efectivamente, se produce para la combinación 5 *_ELU5vpn*,

siendo los esfuerzos de cálculo localizados en la misma los siguientes: $N_d (F3) = 1873,77\text{kN}$ (compresión); $V_d (F1) = 1054,07\text{kN}$; $M_d (M2) = 1375,72\text{kNm}$.

La comprobación se va a realizar en base a una simplificación de los datos que aparecen en el plano número 246.229 de la AET y con la ayuda de una tabla Excel. La sección en esta parte del soporte tiene unas dimensiones de $b \times h = 1330 \times 300 \text{ mm}^2$ y el armado es simétrico respecto del eje fuerte (perpendicular al plano del pórtico) con $2\phi 35\text{mm}$ en cada cara. Puesto que actualmente el $\phi 35\text{mm}$ no se fabrica, se harán las comprobaciones utilizando el $\phi 32\text{mm}$ (imagen 45-47).

SECCION			
HORMIGON			
TIPO	Rectangular	[]	
Canto	1330	[mm]	
Ancho	300	[mm]	
		[mm]	
		[mm]	



SECCION			
ACERO			
	N	Y	Ø
		[mm]	[mm]
1	2	50	32
2	2	1280	32
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
Numero de capas de armado			2

Imagen 45: Sección y armado en la parte inferior del soporte. (Fuente: Elaboración propia)

N (M=0)	-8.069,80	[kN]	N max,c	-8.069,80	[kN]	N max,t	1.398,69	[kN]
M (N=0)	858,33	[kNm]	M	0,00	[kNm]	M	0,00	[kNm]
			N	-3.199,81	[kN]	N	1.398,69	[kN]
			M max,+	1.942,24	[kNm]	M max,-	0,00	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE			DOMINIO		ESFUERZOS DE CÁLCULO			
Mult	858,33	[kNm]	3		Md	1.375,72	[kNm]	
DOMINIO	2		C. SEG.	1,3767	[]	Nd	-1873,77	[kN]
FIB. NT.	152,49	[mm]	C. SATU.	0,7264	[]		CUMPLE	
			FIB. NT.	630,54	[mm]			
AXIL SIMPLE			Øst	8	[mm]	Vrd1	1054,07	[kN]
Nult (-)	-8.069,80	[kN]	Nst	4	[]	Vrd2	1054,07	[kN]
Nult(+)	1.398,69	[kN]	st	100	[mm]	Vu1	2.649,95	[kN]
			stmax	450	[mm]	Vu2	1.175,09	[kN]
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE			SI			CUMPLE		

Imagen 46: Verificación de la resistencia en la parte inferior del soporte. (Fuente: Elaboración propia)

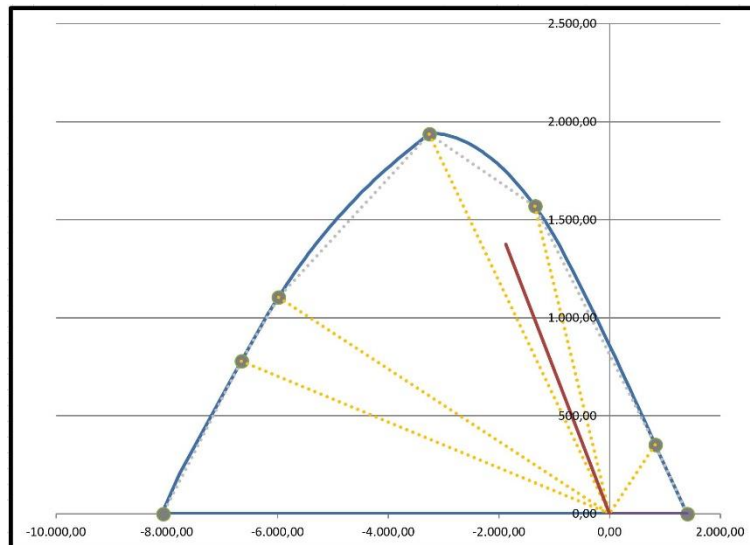


Imagen 47: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta en la parte inferior del soporte. (Fuente: Elaboración propia)

A la vista de los resultados obtenidos y en base a la simplificación hecha, con respecto al armado utilizado, se puede afirmar que el soporte **SÍ** cumple a flexocompresión y a esfuerzo cortante en base a la normativa vigente.

7.2.2. VIGA

La comprobación de la viga se va a realizar a flexión y a esfuerzo cortante. Al igual que en el punto anterior, se observa el diagrama de esfuerzos de la componente F22 para las diferentes combinaciones de ELU con el objetivo de determinar la sección o secciones más solicitadas. Se toma dicha fuerza como referencia puesto que, al tratarse de una viga, el esfuerzo cortante (F22) y el momento flector son las dos fuerzas que determinan su armado.

Se observa entonces que, para la viga, la combinación de ELU más desfavorable es la número 5 (acción variable principal el viento de presión y acción variable concomitante la nieve), y que la sección más desfavorable se localiza en la conexión de la viga con el soporte (imagen 48).

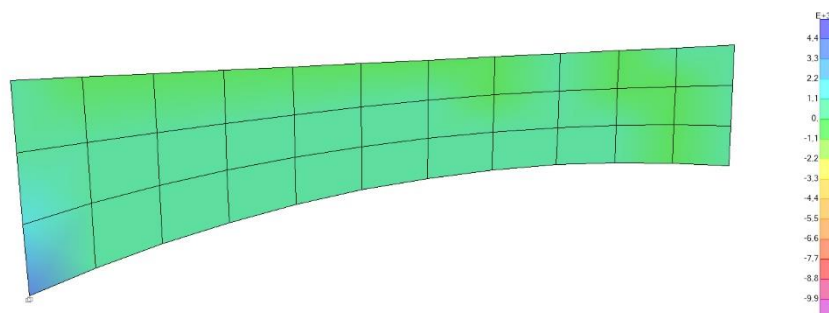


Imagen 48: Diagrama de esfuerzos de la resultante F22 para la combinación _ELU5vpn. (Fuente: Elaboración propia)

Al hacer uso de la herramienta *Section Cuts* se determinan con exactitud los esfuerzos que solicitan esta sección (imagen 49).

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
SEC_ELU_VIGA	_ELU1u	Combination	-1,007E-10	1,669E-08	-147,772	1,123E-07	827,1524	7,849E-08
SEC_ELU_VIGA	_ELU2nvs	Combination	-5,921E-11	9,705E-09	-55,799	6,417E-08	394,5087	4,565E-08
SEC_ELU_VIGA	_ELU3nvp	Combination	-1,866E-10	2,77E-08	-292,916	1,882E-07	1509,9056	1,303E-07
SEC_ELU_VIGA	_ELU4vsn	Combination	6,011E-13	-3,087E-10	76,158	-4,83E-09	-226,2149	-1,452E-09
SEC_ELU_VIGA	_ELU5vpn	Combination	-1,785E-10	2,968E-08	-319,037	2,016E-07	1632,7799	1,396E-07

Imagen 49: Tabla Section Cut Forces de la viga en la sección de conexión con el soporte. (Fuente: Elaboración propia)

De dicha tabla se deduce, por tanto, que los esfuerzos de cálculo más desfavorables se dan efectivamente en la comprobación 5 y son: $N_d (F1) = -1,785E-10 \approx 0kN$; $V_d (F3) = -319,04kN$; $M_d (M2) = 1632,78kNm$.

La comprobación se realiza en base a la sección y armado que aparece en el plano número 246.229 de la AET y con la ayuda de una tabla Excel. La sección tiene unas dimensiones de $b \times h = 300 \times 1707 \text{ mm}^2$ y el armado está compuesto por 11 ϕ 35mm en la cara superior y por 3 ϕ 35mm en la cara inferior. Puesto que actualmente el ϕ 35mm no se fabrica, se harán las comprobaciones utilizando el ϕ 32mm (imagen 50-52).

SECCION HORMIGON			
TIPO	Rectangular		
Canto	1707	[mm]	
Ancho	300	[mm]	

SECCION ACERO			
	N	Y	Ø
	[]	[mm]	[mm]
1	4	50	32
2	4	120	32
3	3	190	32
4	3	1657	32
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
Numero de capas de armado			4

Imagen 50: Sección y armado de la sección de conexión de la viga con el soporte. (Fuente: Elaboración propia)

N (M=0)	2.232,86	[kN]	N max,c	-13.243,45	[kN]	N max,t	4.895,42	[kN]
			M	1.907,12	[kNm]	M	-2.002,93	[kNm]
M (N=0)	1.676,88	[kNm]	N	-6.839,74	[kN]	N	4.895,42	[kN]
			M max,+	5.399,02	[kNm]	M max,-	-2.002,93	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE		DOMINIO	2	ESFUERZOS DE CÁLCULO	
Mult	1.676,88	C.SEG.	1,0294	Md	1.632,78
DOMINIO	2	C. SATU.	0,9714	Nd	0
FIB. NT.	168,61	FIB. NT.	168,92	CUMPLE	
AXIL SIMPLE		∅st	6	Vrd1	319,04
Nult (-)	2.232,86	Nst	2	Vrd2	283,94
Nult(+)	4.895,42	st	150	Vu1	2.982,60
		stmax	212	Vu2	398,41
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE			SI	CUMPLE	

Imagen 51: Verificación de la resistencia de la sección de conexión de la viga con el soporte. (Fuente: Elaboración propia)

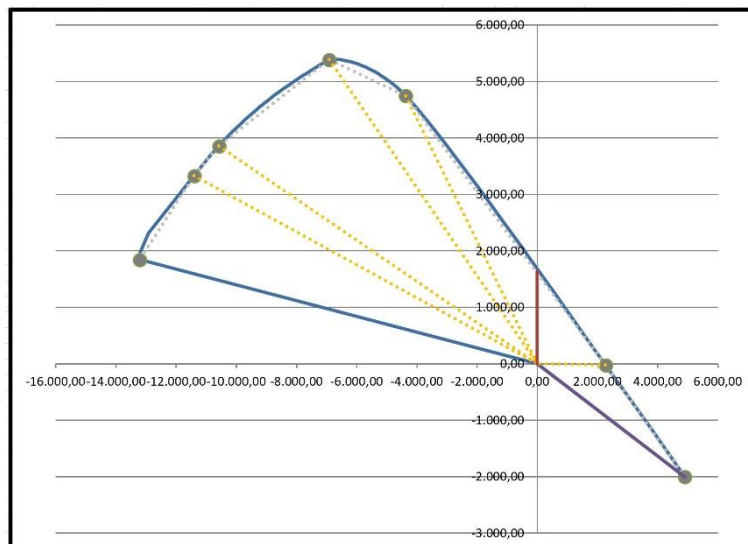


Imagen 52: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta de la sección de conexión de la viga con el soporte. (Fuente: Elaboración propia)

Por lo tanto, en base a los resultados obtenidos se puede afirmar que la sección estudiada de la viga **SÍ** cumple a flexión y a esfuerzo cortante en base a la normativa vigente.

7.2.3. TIRANTE

A partir de los resultados obtenidos en el análisis del tirante con SAP2000, se van a comprobar las dos combinaciones que resultan más desfavorables.

La primera combinación de acciones a comprobar es la número 5 (acción variable principal viento de presión y acción variable concomitante nieve), puesto que en esta se produce el mayor esfuerzo de tracción. Con el análisis particularizado del elemento que permite realizar SAP2000, se obtienen los esfuerzos axiales de tracción con mayor exactitud (imagen 53).

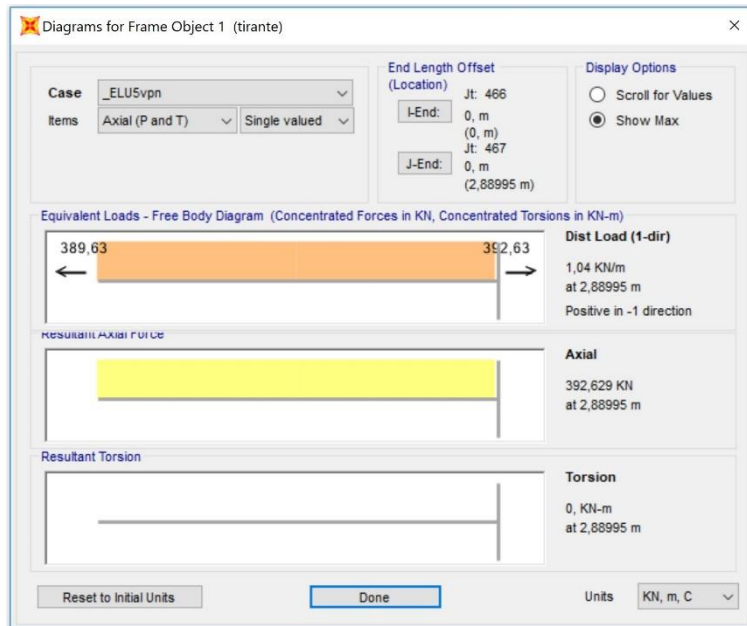


Imagen 53: Diagramas de esfuerzos en el tirante posterior para la combinación _ELU5vpn. (Fuente: Elaboración propia)

Se deduce, por tanto, que la barra está solicitada por un esfuerzo axial de tracción continuo de valor: $N_d = 392,63 \text{ kN}$ (tracción).

La comprobación se realiza en base a la sección y armado que aparece en el plano número 246.229 de la AET y con la ayuda de una tabla Excel. La sección circular tiene un diámetro de 20 cm y el armado está compuesto por $6\phi 25 \text{ mm}$ (imagen 54).

La normativa vigente exige que los soportes se comprueben con una excentricidad mínima de valor $e_{\min} = 2 \text{ cm}$ en las secciones de pie y cabeza de este. Por este motivo, a pesar de que según la tabla *Section Cuts*, el elemento no está sometido a ningún momento flector, se contemplará en la comprobación un momento mínimo de valor $M_{\min} \geq 0,02 \cdot N_d$ (imagen 55-56).

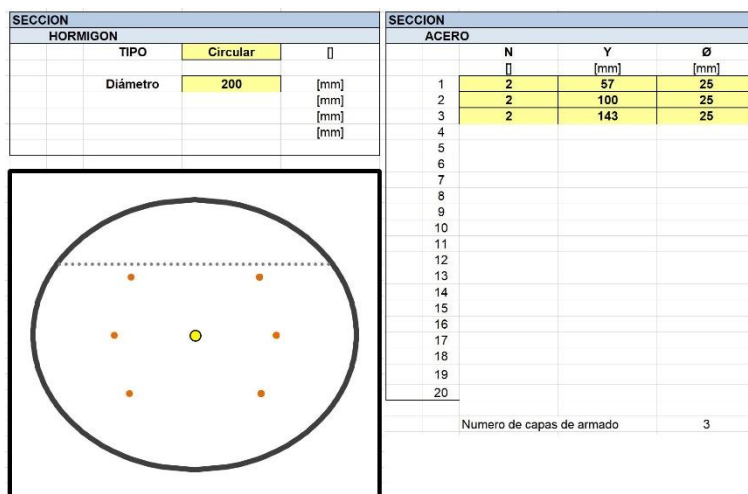


Imagen 54: Sección y armado del tirante posterior. (Fuente: Elaboración propia)

N (M=0)	-1.711,60	[kN]	N max,c	-1.711,60	[kN]	N max,t	1.280,54	[kN]
			M	0,00	[kNm]	M	0,00	[kNm]
M (N=0)	37,64	[kNm]	N	90,85	[kN]	N	1.280,54	[kN]
			M max,+	38,44	[kNm]	M max,-	0,00	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE		DOMINIO	3	ESFUERZOS DE CÁLCULO	
Mult	37,64	C.SEG.	2,3244	Md	7,85
DOMINIO	4a	C. SATU.	0,4302	Nd	392,63
FIB. NT.	91,91	FIB. NT.	47,84	CUMPLE	
AXIL SIMPLE		∅st	6	Vrd1	0,00
Nult (-)	-1.711,60	Nst	2	Vrd2	0,00
Nult(+)	1.280,54	st	100	Vu1	131,85
		stmax	107	Vu2	38,13
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE		SI		CUMPLE	

Imagen 55: Verificación de la resistencia del tirante posterior para la combinación *_ELU5vpn*. (Fuente: Elaboración propia)

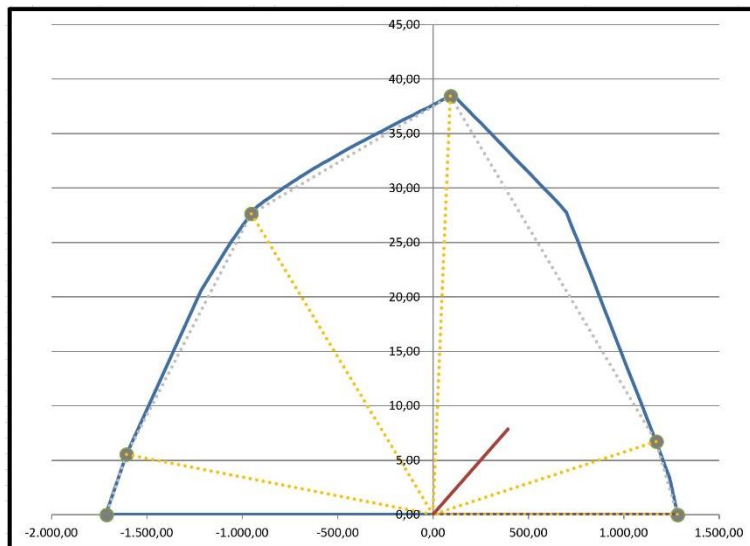


Imagen 56: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta del tirante posterior para la combinación *_ELU5vpn*. (Fuente: Elaboración propia)

Los resultados obtenidos permiten afirmar que el tirante posterior **SÍ** cumple a tracción simple en base a la normativa vigente para la combinación 5.

La segunda combinación por verificar es la número 4 (acción variable principal viento de succión y acción variable concomitante nieve), puesto que bajo estas condiciones el tirante posterior queda comprimido, como se puede observar en la gráfica siguiente (imagen 57).

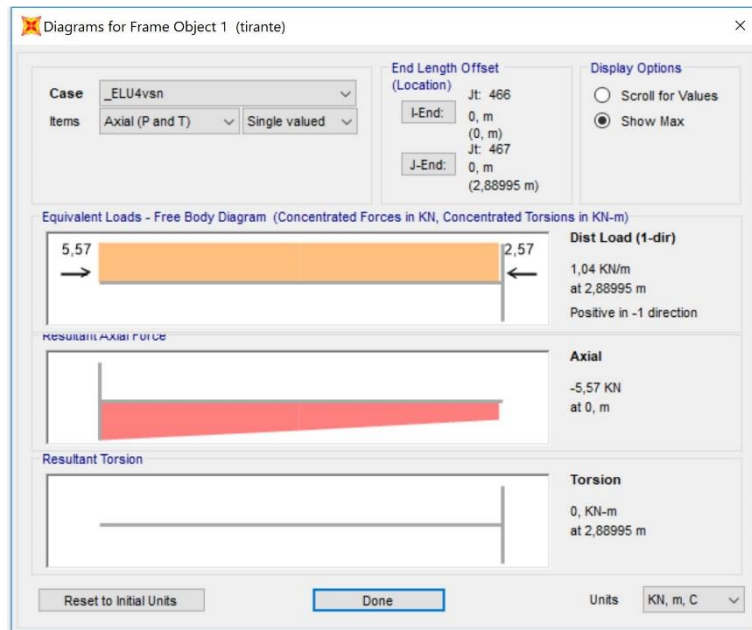


Imagen 57: Diagramas de esfuerzos en el tirante posterior para la combinación _ELU4vsn. (Fuente: Elaboración propia)

En esta segunda combinación, la barra está solicitada por un esfuerzo axial de compresión variable que se encuentra en la unión inferior con la viga y cuyo valor máximo es: $N_d = -5,57 \text{ kN}$ (compresión).

Manteniendo la sección y armado utilizado en la comprobación anterior, y teniendo en cuenta la exigencia de la excentricidad mínima, se han obtenido los siguientes resultados (imagen 58-59).

N (M=0)	-1.711,60	[kN]	N max,c	-1.711,60	[kN]	N max,t	1.280,54	[kN]
			M	0,00	[kNm]	M	0,00	[kNm]
M (N=0)	37,64	[kNm]	N	90,85	[kN]	N	1.280,54	[kN]
			M max,+	38,44	[kNm]	M max,-	0,00	[kNm]

FLEXIÓN SIMPLE		DOMINIO	4b	ESFUERZOS DE CÁLCULO	
Mult	37,64	C.SEG.	206,3799	Md	0,11
DOMINIO	4a	C. SATU.	0,0048	Nd	-5,57
FIB. NT.	91,91	FIB. NT.	172,27	CUMPLE	
AXIL SIMPLE		ϕ_{st}	6	Vrd1	0,00
Nult (-)	-1.711,60	Nst	2	Vrd2	0,00
Nult (+)	1.280,54	st	100	Vu1	131,85
		stmax	107	Vu2	25,96
CRITERIO SEGURIDAD PEREPÉREZ CORTANTE		SI		CUMPLE	

Imagen 58: Verificación de la resistencia del tirante posterior para la combinación _ELU4vsn. (Fuente: Elaboración propia)

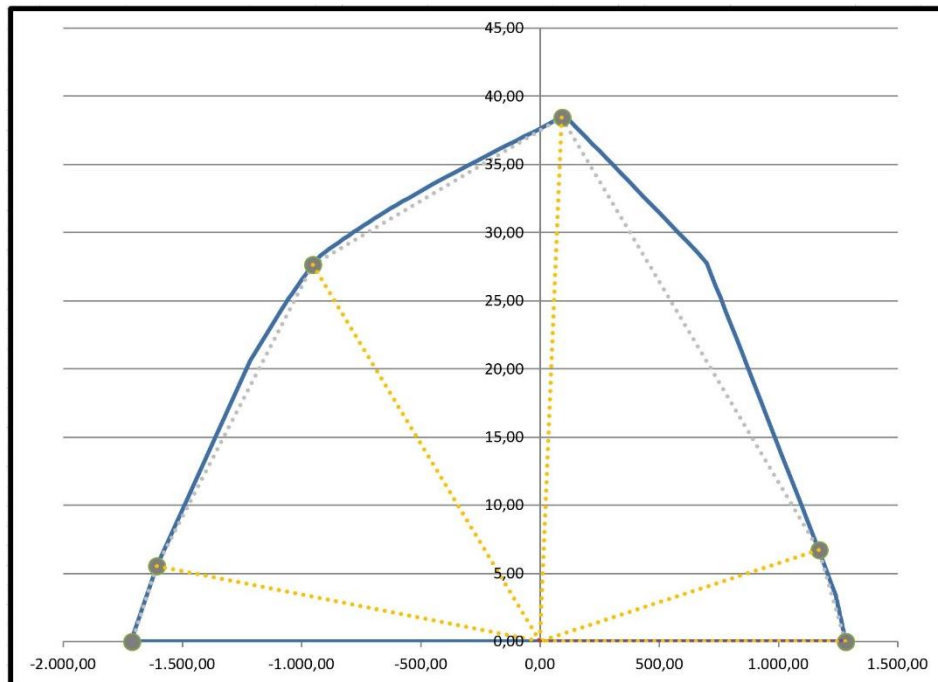


Imagen 59: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta del tirante posterior para la combinación _ELU4vsn. (Fuente: Elaboración propia)

Así pues, se puede afirmar que el tirante posterior **SÍ** cumple a compresión simple en base a la normativa vigente para la combinación 4.

7.2.4. LÁMINA DE CUBIERTA

La lámina de cubierta del módulo estructural analizado está compuesta por seis sectores diferentes de hiperboloide, por este motivo, pese a que por separado cada uno de estos sectores sí que es una superficie reglada, el conjunto de ellos no lo es. Esto provoca que el análisis estructural del elemento resulte mucho más complejo en comparación con el realizado para el resto de los elementos analizados anteriormente y que, por ello, difiera sustancialmente.

En primer lugar, es importante subrayar que al contrario de lo que ocurre con otros elementos estructurales planos, como son las losas y placas, en las superficies curvas, la orientación de los ejes de los elementos finitos que componen el modelo no es la misma. Esto se debe a que, como bien sabemos, la orientación de estos que genera SAP2000 por defecto siempre sigue la regla siguiente: el eje X (color rojo) es horizontal, el eje Y (color verde) es perpendicular al eje X y ambos están contenidos en el plano definido por el elemento finito, mientras que el eje Z (color azul) siempre es perpendicular al plano anterior. Debido a esto, en las superficies curvas, como es el caso que nos atañe, la orientación del eje Y siempre es paralela a la dirección de máxima pendiente del plano que contiene al elemento finito, siendo dicha orientación particular en cada elemento finito.

El hecho de que los diferentes elementos finitos no compartan la orientación de sus ejes locales impide que se pueda comprobar el armado del elemento estructural según las dos direcciones principales; se trata de la forma habitual utilizada para armar y comprobar los elementos estructurales planos, como son las losas.

En los planos de armado originales, que Torroja elaboró durante la fase de proyecto y ejecución del Hipódromo (imagen 60) y que hoy en día están gestionados por la AET, se puede apreciar que las direcciones principales de armado no son perpendiculares entre sí, ni paralelas a los bordes del elemento. Esto se debe a que, en este tipo de elementos estructurales, las fuerzas no siguen unas direcciones principales, sino que como explica A. M. Haas (1971: 154) se produce: “*un flujo de fuerzas a lo largo de innumerables líneas de presión y/o catenarias*”.

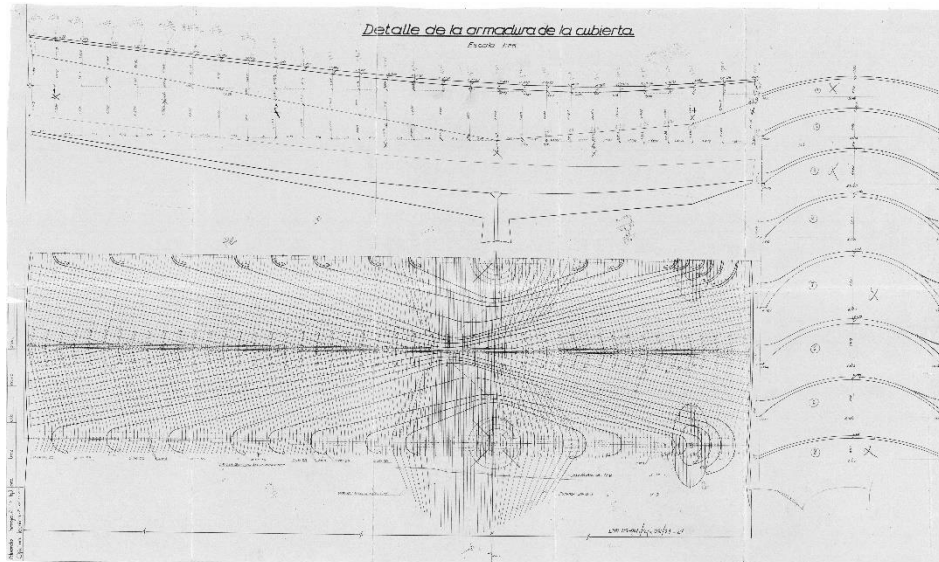


Imagen 60: Detalle de la armadura de la cubierta. (Fuente: Plano nº 246.228 del AET)

Debido a la complejidad del elemento y a la falta de una normativa que especifique un proceso de análisis, cálculo y comprobación de este tipo de elementos, en la comprobación de ELU se verifica, en primer lugar, que la hipótesis del comportamiento efecto membrana del modelo no afecta sustancialmente a la distribución de fuerzas. Seguidamente se procede a extraer del modelo el diagrama únicamente con las fuerzas de tracción para la componente FMax utilizando, para ello, la opción de visualizar las fuerzas como flechas, lo que permite deducir con mayor facilidad la dirección que siguen las catenarias. A continuación se superponen dicho diagrama al plano original de armado de Torroja, gracias a lo cual se puede valorar si la dirección del armado proyectado por el arquitecto es la correcta. En la última fase de la comprobación se verifica, con el uso de la herramienta Section Cuts, si el armado proyectado en la zona más desfavorable del elemento es suficiente para satisfacer la normativa vigente.

Por tanto, la primera parte del análisis consiste en analizar de qué manera el comportamiento estructural supuesto en el modelo de cálculo (membrana o placa) afecta a la distribución y magnitud de las fuerzas. Esto permite deducir cuál de las dos opciones es la más adecuada para la comprobación de la armadura.

Para un comportamiento estructural tipo membrana, en donde el modelo trabaja fundamentalmente a esfuerzos axiales, y los momentos flectores son prácticamente despreciables, el intervalo de cargas según el diagrama de esfuerzos para la componente FMax

se encuentra definido por la FMin (compresión)= -8131,66kN/m y la FMax (tracción)=+1440kN/m (imagen 61).

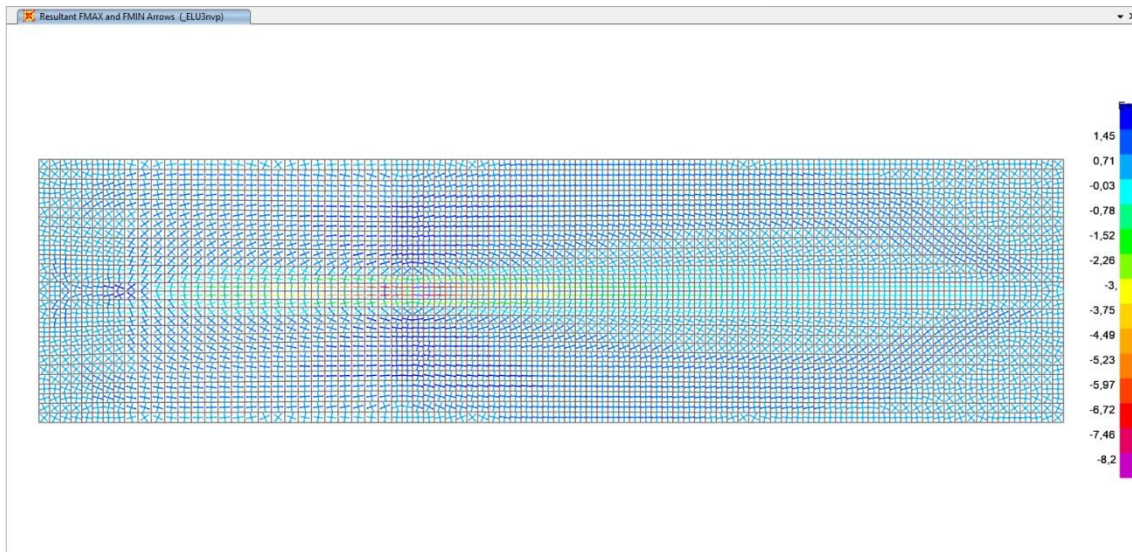


Imagen 61: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana. (Fuente: Elaboración propia)

Para un comportamiento tipo placa, en el que el modelo trabaja fundamentalmente a momentos flectores, el intervalo de cargas de la componente FMax se encuentra definido por la FMin (compresión)= -5174,5kN/m y la FMax (tracción)=+971,23kN/m (imagen 62).

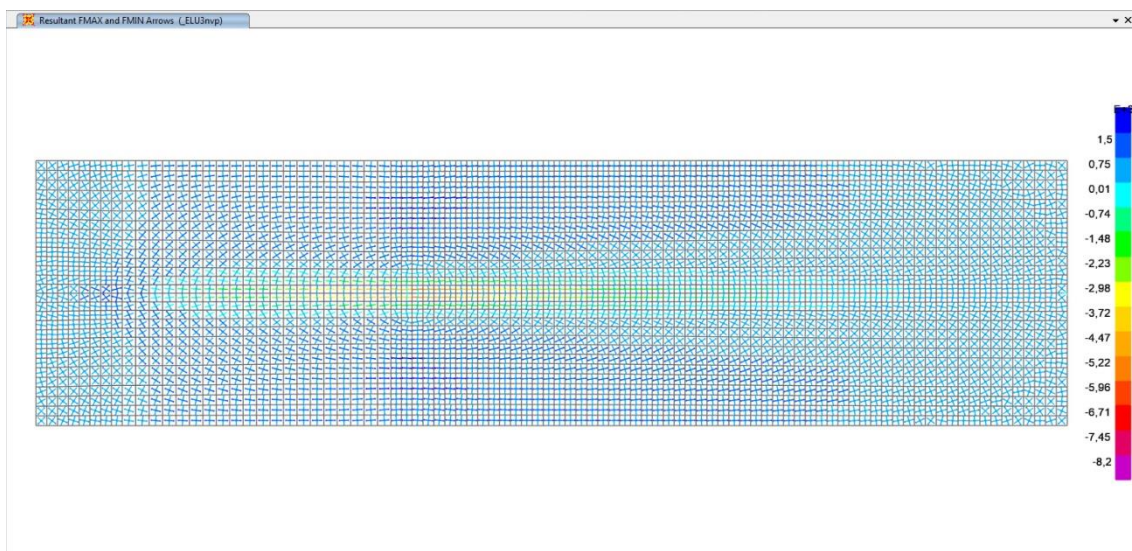


Imagen 62: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo placa. (Fuente: Elaboración propia)

Los resultados obtenidos son los esperados ya que, efectivamente, para la componente FMax, los esfuerzos axiales son mayores en el comportamiento tipo membrana.

A continuación se realiza la misma comparación con los momentos flectores para la componente MMax. A pesar de que ya sabemos que para el comportamiento tipo placa son

mayores, es importante comprobar si tal diferencia es lo suficientemente importante como para influir en la elección del modelo de cálculo más apropiado.

En un comportamiento estructural de tipo membrana, el diagrama de esfuerzos de la componente M_{Max} se encuentra definido por el $M_{Min} = -38,54 \text{ kNm/m}$ y el $M_{Max} = +81,87 \text{ kNm/m}$. Cabe destacar que el M_{Min} se encuentra localizado en la zona del tirante posterior, y el M_{Max} en el encuentro de la lámina con el soporte. En cambio, en el resto de su superficie los momentos son prácticamente despreciables; lo cual, concuerda con la hipótesis del comportamiento tipo membrana supuesto en el elemento (imagen 63).

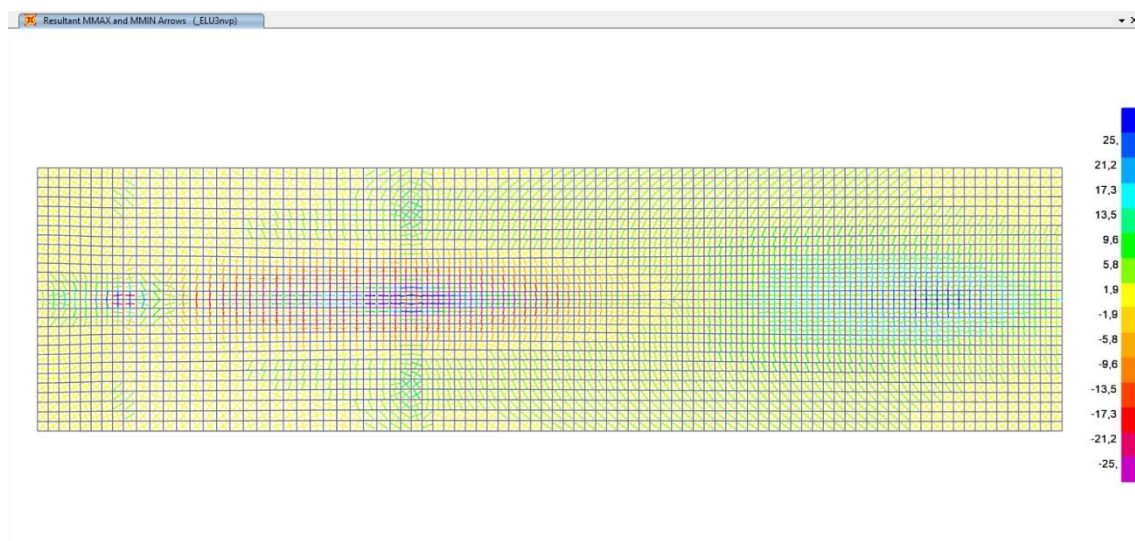


Imagen 63: Diagrama de esfuerzos de la resultante M_{Max} para la combinación $_ELU3nvp$ y comportamiento tipo membrana. (Fuente: Elaboración propia)

En un comportamiento tipo placa, la distribución de esfuerzos que responde a la resultante M_{Max} es muy similar al caso anterior, puesto que el M_{Max} y M_{Min} que definen los extremos del intervalo de fuerzas se encuentran también puntualmente localizados en el tirante posterior ($M_{Min} = -104,99 \text{ kNm/m}$) y en el encuentro con el soporte ($M_{Max} = +558 \text{ kNm/m}$). Además, al igual que sucede para el tipo membrana, en el resto del elemento estructural son prácticamente despreciables, como bien se aprecia en el diagrama siguiente (imagen 64).

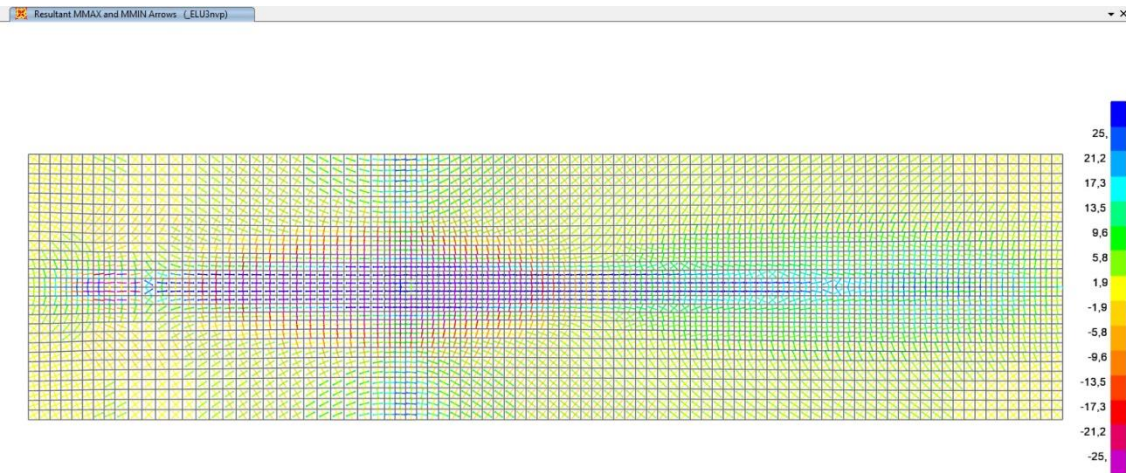


Imagen 64: Diagrama de esfuerzos de la resultante MMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo placa. (Fuente: Elaboración propia)

A la vista de los resultados obtenidos se concluye que, en los dos supuestos, los momentos extremos (máximo y mínimo) están puntualmente localizados en los encuentros con los soportes verticales y sus proximidades mientras que en el resto de su superficie son prácticamente despreciables. Esto nos facilita la comprobación de la armadura del elemento estructural propuesta por Torroja, puesto que se puede prescindir de estos y emplear el modelo tipo membrana a partir de este punto.

Seguidamente se expone, en primer lugar, el plano original de armado utilizado por Torroja durante la ejecución de la obra (imagen 65). Este plano refleja la cantidad y dirección del armado empleado; datos con los que se puede comprobar si la capacidad mecánica minorada de dichas barras es suficiente para soportar las fuerzas mayoradas obtenidas en el análisis con el programa informático.

El tipo de armado utilizado por el arquitecto se sitúa en la parte central del canto del elemento estructural. Este está compuesto, de forma simplificada, por una armadura principal en dirección longitudinal al modelo, cuya misión es la de absorber, junto con la armadura secundaria transversal, las tracciones que lo solicitan. También existe un armado de refuerzo en las zonas de contacto de la lámina con los soportes verticales que se encarga de soportar los momentos puntuales que se dan en estas zonas. En lo que respecta a los axiles de compresión, no es necesaria una armadura específica para estos, al suponer que el hormigón tiene resistencia suficiente por sí mismo.

Según los planos de Torroja, se dispusieron $\varnothing 12\text{mm}$ c/10 cm en dirección transversal al módulo. En cambio, longitudinalmente, se utilizaron dos tipos de armado: $\varnothing 8\text{mm}$ c/20 cm en la zona de encuentro entre módulos colindantes, y $\varnothing 35\text{mm}$ c/30-40 cm en las zonas próximas a los soportes.

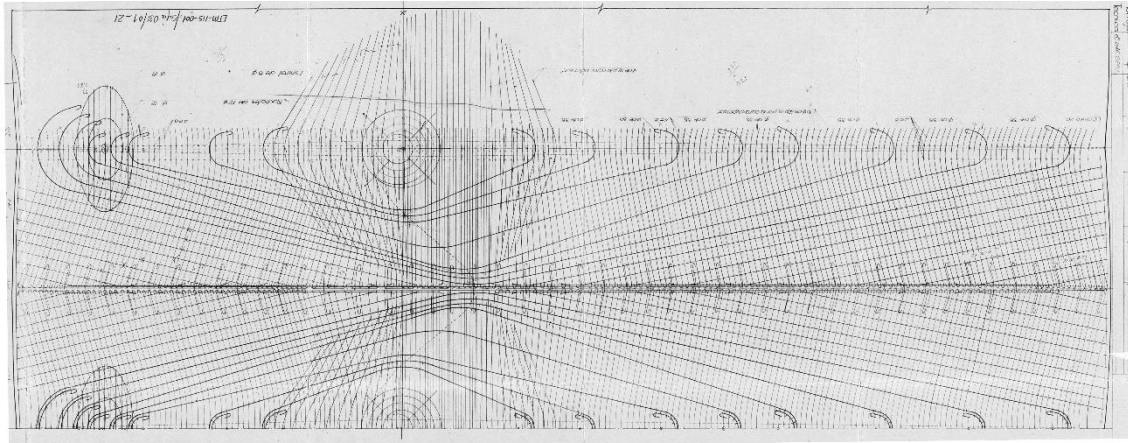


Imagen 65: Detalle de la armadura de la cubierta. (Fuente: Plano nº 246.228 del AET)

Como ya se ha comentado anteriormente, se comprueba únicamente la armadura principal, es decir, aquella destinada a absorber los esfuerzos axiales de tracción. Así pues, no se realiza una comprobación pormenorizada para los esfuerzos axiales de compresión puesto que, como parte de la simplificación del trabajo, se asume que el hormigón tiene resistencia suficiente para soportarlos con seguridad. Tampoco se comprueban específicamente los momentos flectores ya que, en este caso, al suponer un comportamiento tipo membrana de la lámina, los momentos flectores están localizados y tienen valores prácticamente despreciables.

La siguiente figura (imagen 66) refleja el diagrama de esfuerzos axiales de tracción obtenido en SAP2000 para la componente FMax, es importante recalcar que en dicho diagrama sólo aparecen las fuerzas positivas, es decir, aquellas que representan las fuerzas de tracción. Se ha optado por el diagrama de flechas en vez de por el diagrama de superficies de color, tan representativo de este tipo de programas informáticos, porque se entiende que para el análisis particular de los elementos curvos las flechas permiten visualizar mejor los recorridos de las catenarias; las cuales, condicionan la dirección del armado, hecho que se puede apreciar en el plano de Torroja.

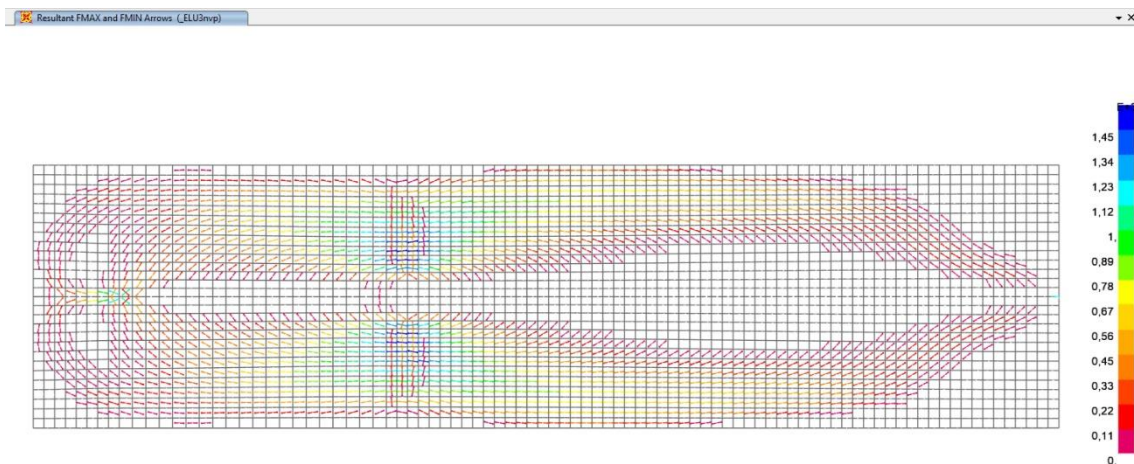


Imagen 66: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación $_{ELU3nvp}$ y

comportamiento tipo membrana, representando únicamente fuerzas positivas de tracción. (Fuente: Elaboración propia)

Debido a la geometría del elemento es bastante difícil comprobar con exactitud si el armado propuesto por Torroja cumple con la normativa vigente en cuanto a las exigencias de resistencia. Por ello, se ha decidido realizar la comprobación comparando por superposición (imagen 67), el diagrama de esfuerzos con el plano de armado utilizado por el arquitecto en el proyecto de construcción. Con esto se busca verificar que, efectivamente, la orientación de las armaduras propuesta por el mismo responde a las catenarias del elemento estructural obtenidas con el programa informático.

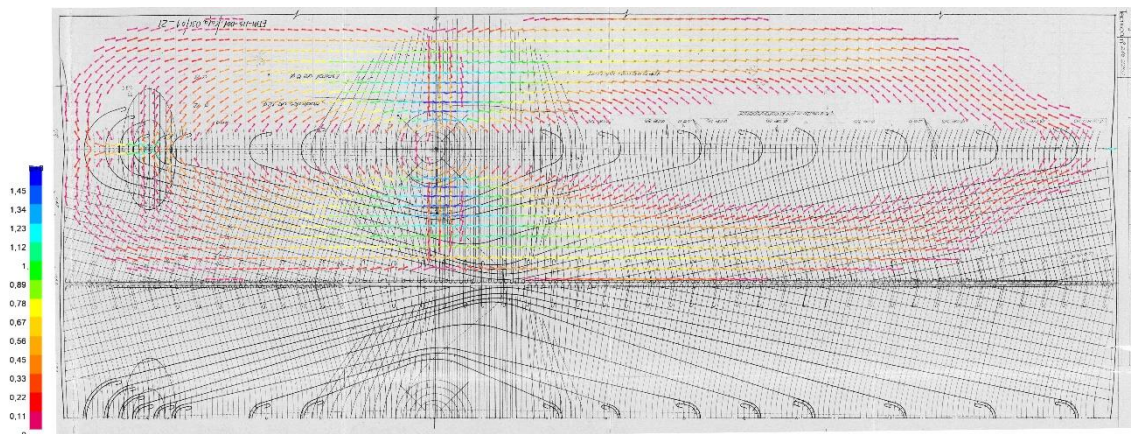


Imagen 67: Superposición del diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana, representando únicamente fuerzas positivas de tracción, sobre el plano nº 246.228 del AET. (Fuente: Elaboración propia)

Se observa perfectamente como sí que existe una correlación perfecta entre las catenarias del elemento estructural y el armado principal longitudinal ($\varnothing 35$ mm) proyectado por Torroja. A su vez, el armado secundario transversal al módulo, compuesto por $\varnothing 12$ mm cada 10 cm y con escasa capacidad mecánica (491,7 kN/m), complementa al armado principal, y al mismo tiempo, evita la fisuración del material por una retracción excesiva. Por último, el armado de refuerzo situado sobre las zonas de contacto de la lámina con los soportes verticales sirve, efectivamente, para absorber los momentos puntuales localizados en estas zonas.

La última fase de esta comprobación simplificada de la lámina consiste en verificar que la armadura empleada en la zona de mayores esfuerzos de tracción es suficiente para soportar con seguridad, tales esfuerzos. Para ello, en primer lugar, se va a proceder a localizar dicha zona (Imagen 68), y a calcular mediante la herramienta *Section Cuts* (Imagen 69), los esfuerzos mayorados que la solicitan para, a continuación, comprobar si la cuantía mecánica minorada de la armadura propuesta por Torroja es suficiente para resistirlos.

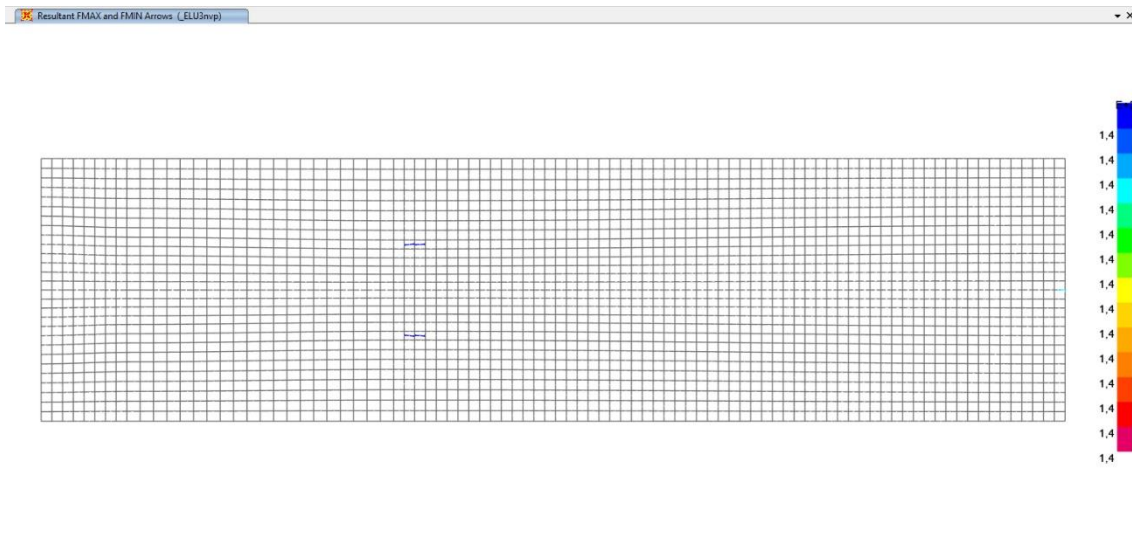


Imagen 68: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana, representando únicamente las máximas fuerzas positivas de tracción.
(Fuente: Elaboración propia)

En el diagrama anterior se observa que el máximo esfuerzo de tracción es prácticamente paralelo al eje global 1 y se localiza en una zona próxima al soporte principal. Para obtener el valor concreto del esfuerzo de tracción mayorado que solicita dicha sección de la lámina se recurre, como ya se ha explicado anteriormente, a la herramienta Section Cuts.

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN	M1 KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
SEC_ELU_LÁMINA	_ELU3nvp	Combination	290,807	11,388	-15,085	0,016	-0,9791	-1,0673

Imagen 69: Tabla Section Cut Forces en la sección de estudio de la lámina. (Fuente: Elaboración propia)

Por lo tanto, en dicha sección actúa principalmente una fuerza mayorada paralela al eje global 1, con un valor de 290, 81 kN. Si lo comparamos con la capacidad mecánica minorada de la barra de $\varnothing 32\text{mm}$ dispuesta en esa misma sección, y que tiene un valor de 349,7 kN (puesto que el $\varnothing 35\text{mm}$ ya no se fabrica, se toma como valor de comparación la capacidad mecánica del $\varnothing 32\text{mm}$), se verifica que el armado propuesto por Torroja **SÍ** cumple la normativa vigente en cuanto a la exigencia de resistencia.

8. CONCLUSIONES

8.1. RESPECTO DEL EDIFICIO Y SU ESTRUCTURA

El estudio de esta obra de Torroja permite confirmar la gran capacidad del arquitecto para analizar y resolver cualquier problema estructural. Todo ello gracias a su amplio conocimiento de la geometría, la teoría de estructuras y el comportamiento del hormigón armado.

Como ya se ha explicado anteriormente, Torroja fue uno de los primeros impulsores y defensores del uso del hormigón armado, material extremadamente novedoso en esa época y del cual existía un gran desconocimiento teórico. Pese a ello, supo vaticinar el gran potencial estructural de este nuevo material que hoy en día es, sin lugar a duda, el más empleado en el campo de las estructuras.

Este trabajo le da la posibilidad al lector de conocer uno de los casos más icónicos de utilización de este tipo de superficies geométricas curvas en el campo de las estructuras de edificación. Además, resulta relevante el hecho de que todavía hoy en día, a pesar de la constante evolución de la teoría de las estructuras, no exista un método matemático que permita calcular, de una manera exacta, estos elementos estructurales. Incluso con los novedosos programas informáticos de cálculo basados en elementos finitos, como el utilizado para la elaboración de este trabajo, el proceso de análisis y dimensionado resulta bastante aproximado.

Para ser conscientes de la enorme complejidad que suponía entre 1934-1935 calcular estas estructuras, basta con recordar lo que A. M. Haas escribió en su libro *“Láminas de Hormigón”* 36 años después de la ejecución de esta. Este explica que para conseguir la máxima eficiencia estructural en este tipo de superficies geométricas de doble curvatura, es esencial elegir la forma geométrica concreta y única que mejor se adapta al estado de tensiones de membrana, pero no sólo eso, sino que, además, para determinar cuál de las infinitas formas geométricas es la más adecuada, el arquitecto *“debe visualizar la transformación de una carga normal en un flujo de fuerzas a lo largo de innumerables líneas de presión y/o catenarias en la superficie media (líneas de presión o catenarias según las forma de la lámina)”* (Haas, 1971: 154).

Pese a la complejidad del método planteado por Haas, gracias al programa informático SAP2000 y en especial a sus potentes herramientas de cálculo, basadas en elementos finitos, se ha podido comprobar que, en el elemento estrella del proyecto, es decir, la lámina de cubierta de las tribunas, la posición del armado planteado por el arquitecto sigue a la perfección la dirección de las *“innumerables líneas de presión y/o catenarias”* (Haas, 1971: 154), lo cual, es digno de admiración para la época.

Con respecto al análisis del modelo llevado a cabo en la segunda fase del trabajo y pese a las limitaciones académicas del mismo, la conclusión de este se divide en dos partes.

En primer lugar, desde el punto de vista de su comportamiento en servicio se puede concluir que el modelo analizado no cumple con la normativa vigente en este aspecto, si bien, es verdad que dicho dato no se ha obtenido a partir del análisis con el programa informático sino que se ha tomado como dato de partida para su modelización, para lo cual se extrajo previamente de la tesis académica de Joaquín Antuña Bernardo.

A su vez, los valores de flecha utilizados por Antuña se calcularon comparando los valores obtenidos de la toma de datos in situ, llevada a cabo por personal del CEMEX y profesores de la ETSAM durante los años 1999 y 2000, con los extraídos de los planos originales de proyecto de Torroja. Esto puede implicar que parte de la flecha real calculada se deba a un fallo de replanteo y/o ejecución de la obra y no, por lo tanto, a un posible fallo de cálculo.

En lo que respecta a la seguridad estructural del modelo, se puede concluir que todos los elementos que lo componen cumplen con la normativa vigente y podrían ser perfectamente construidos en la actualidad.

Por último, nos gustaría destacar el gran reto personal que ha supuesto enfrentarse al estudio de esta obra de Torroja, debido sobre todo a la complejidad de su forma estructural. Aun así, ha sido muy gratificante el realizar una investigación sobre un arquitecto que fue, es y será siempre, una de las figuras clave dentro de la historia del hormigón armado gracias a sus sobresalientes aportaciones en este campo. También parece necesario subrayar las innumerables líneas de investigación que se dejan abiertas y que podrían ser abordadas por futuros trabajos académicos.

8.2. RESPECTO DEL PROGRAMA SAP2000 Y LA MODELIZACIÓN

Por lo que respecta al programa informático, es digno de recalcar la gran potencia de cálculo y análisis que lo caracteriza. Eso sí, nunca hay que olvidar que, pese a sus grandes ventajas, no deja de ser una herramienta que permite a los profesionales, en base a un conocimiento previo, resolver problemas con una mayor exactitud y que, hasta la aparición de estos, sólo se podían abarcar por métodos de cálculo aproximado.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Antuña Bernardo, Joaquín. *Las estructuras de edificación de Eduardo Torroja Miret*, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Madrid, 2002, pp. 1-15; 223-267.

"Concurso de proyectos. Nuevo Hipódromo de Madrid [Convocado por el Gabinete Técnico de Accesos y Extrarradio de Madrid]", *La Construcción Moderna*, nº 15, Madrid, 1934, p. 253.

"Concurso de proyectos del Hipódromo de Madrid". *Hormigón y Acero*, nº 7, Madrid, 1934, pp. 287-354.

"Concurso de proyectos para un hipódromo en Madrid. Acta de juicio del concurso. ", *Arquitectura*, nº 4, Madrid, 1935, pp. 125-138.

Gallardo Llopis, David. *Introducción a SAP2000 para arquitectura*, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2015.

García Reig, Carmen. "La geometría en la obra de Eduardo Torroja". *Revistas de Obras Públicas*, nº 3393, Madrid, 1999, pp. 15-31.

Haas, Alois Maria. *Láminas de Hormigón*, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 1971.

"Hipódromo de la Zarzuela: (estructura laminar)", *Informes de la Construcción*, nº 137, Madrid, 1962, pp. 154-173.

Izquierdo Asensi, Fernando. *Geometría descriptiva superior y aplicada*, Paraninfo, Madrid, 1999.

León, Miguel Ángel. "Geometría y superficies a través de las estructuras emblemáticas del ingeniero Eduardo Torroja", *Revista Fabrikart. Arte, Tecnología, Industria, Sociedad*, nº 2, País Vasco, 2002, pp. 140-161.

Moragues, JJ.; Paya-Zaforteza, I.; Medina, O.; Adam Martínez, JM. "Eduardo Torroja's Zarzuela Racecourse grandstand: Design, construction, evolution and critical assessment from the Structural Art Perspective". *Engineering Structures*, nº 105, 2015, pp. 186-196. (Descargado de: <http://hdl.handle.net/10251/60130>)

Perepérez Ventura, Bernardo. "Apuntes de clase. Asignatura Construcción III. UPV", Segundo parcial, Valencia, 2008-2017.

Planos nº 246.215 y 246.228 del AET

Ribera, José Eugenio. "El puente de San Telmo sobre el Guadalquivir, en Sevilla", *Revista de Obras Públicas*, nº 2581, Madrid, 1931, pp. 372-377.

Torroja Miret, Eduardo. "Estructura de las tribunas del nuevo Hipódromo de Madrid", *Revista de Obras Públicas*, nº 2.714, Madrid, 1941, pp. 213-221.

Torroja Miret, Eduardo. *Razón y ser de los tipos estructurales*, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, 1960.

Torroja, E., Salvadori, M., & Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. *Las Estructuras De Eduardo Torroja*. Ministerio de Fomento, Madrid, 1999.

Zuleta Murga, Fernando: "El Hipódromo de la Zarzuela, 50 años nos contemplan", *TURF 91*, Anuario Oficial de la SFCCE, Madrid, 1991, pp.

NORMATIVA

“Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08 / Comisión Permanente del Hormigón. 3ª edición”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.

“Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.

“Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.

“Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad en caso de Incendio”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.

“Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2002.

LISTADO DE IMÁGENES

Imagen 1: Vista exterior del Palazetto dello Sport, Nervi, 1958. (Fuente: <https://theredlist.com>)

Imagen 2: Vista exterior del Mercado de Algeciras, Torroja, 1935. (Fuente: *Revista Ingeniería y Territorio*, nº 79, 2007)

Imagen 3: Vista interior del Frontón de Recoletos, Torroja, 1935. (Fuente: *Revista Ingeniería y Territorio*, nº 79, 2007)

Imagen 4: Vista exterior de la Cuba de Fedala, Torroja, 1956. (Fuente: *Revista Ingeniería y Territorio*, nº 79, 2007)

Imagen 5: Vista aérea de Madrid en los años 20. (Fuente: <https://urbancidades.wordpress.com>)

Imagen 6: Secciones transversales de las propuestas presentadas al concurso. (Fuente: *Libro “Eduardo Torroja Ingeniero”*, 1999)

Imagen 7: Planta general de la propuesta. (Fuente: *Revista Nacional de Arquitectura*, nº 81, 1948)

Imagen 8: Planta alta y secciones de la tribuna de preferencia presentadas al concurso. (Fuente: *Revista Nacional de Arquitectura*, nº 81, 1948)

Imagen 9: Evolución de la propuesta. (Fuente: *Tesis doctoral de Joaquín Antuña Bernardo*, 2002)

Imagen 10: Sección explicativa de la organización funcional de los espacios. (Fuente: *Libro “Las Estructuras de Eduardo Torroja”*, 1999)

Imagen 11: Sección constructiva presentada en el concurso. (Fuente: *Tesis doctoral de Joaquín Antuña Bernardo*, 2002)

Imagen 12: Módulo estructural de las tribunas. (Fuente: *Revista Ingeniería y Territorio*, nº 79, 2007)

Imagen 13: Evolución de la sección constructiva de las tribunas tras el fallo del jurado. (Fuente: *Libro “Las Estructuras de Eduardo Torroja”*, 1999)

Imagen 14: Vista lateral de la tribuna. (Fuente: *Libro “Eduardo Torroja Ingeniero”*, 1999)

Imagen 15: Sección constructiva de la tribuna construida. (Fuente: Libro "Eduardo Torroja Ingeniero", 1999)

Imagen 16: Vista desde la pista del conjunto de tribunas (Fuente: Libro "Las Estructuras de Eduardo Torroja", 1999)

Imagen 17: Croquis de la estructura laminar utilizada finalmente en la cubierta de las tribunas. (Fuente: Libro "Las Estructuras de Eduardo Torroja", 1999)

Imagen 18: Sección longitudinal de la lámina y planta de armadura. (Fuente: Libro "Eduardo Torroja Ingeniero", 1999)

Imagen 19: Sentido de los esfuerzos en la sección transversal de la lámina (izquierda) e isostáticas (derecha). (Fuente: Libro "Eduardo Torroja Ingeniero", 1999)

Imagen 20: Vista inferior de los hiperboloides de la cubierta. (Fuente: Libro "Las Estructuras de Eduardo Torroja", 1999)

Imagen 21: Armadura del módulo experimental. (Fuente: Libro "Eduardo Torroja Ingeniero", 1999)

Imagen 22: Prueba de carga del módulo experimental. (Fuente: Libro "Las Estructuras de Eduardo Torroja", 1999)

Imagen 23: Modelo AutoCAD. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 24: Modelo SAP2000. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 25: Propiedades del hormigón HA-25. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 26: Propiedades de la sección del tirante. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 27: Propiedades de la sección de la viga y el soporte. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 28: Estructura laminar de la cubierta con espesor variable. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 29: Alzado de la tribuna de preferencia con los datos de flecha obtenidos del levantamiento topográfico. (Fuente: Tesis doctoral de Joaquín Antuña Bernardo, 2002)

Imagen 30: Propiedades de la sección de la estructura laminar de cubierta. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 31: Movimientos restringidos en el empotramiento del soporte principal. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 32: Empotramiento del soporte principal. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 33: Desconexiones en los extremos del tirante posterior. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 34: Tabla 3.1. Valores característicos de la sobrecargas de uso. (Fuente: CTE BD-SE-AE, 2009)

Imagen 35: Gráfico tabla D.11. (Fuente: CTE BD-SE-AE, 2009)

Imagen 36: Mapa sísmico de la norma NCSE-02. (Fuente: NCSE, 2002)

Imagen 37: Lista de Load Patterns. (Fuente: Elaboración propia)

Imagen 38: Tabla 4.2. Coeficientes de simultaneidad de las acciones (ψ). (Fuente: CTE BD-SE, 2009)

Imagen 39: Tabla 4.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. (Fuente: CTE BD-SE, 2009)

Imagen 40: Cuadro de las combinaciones de acciones definidas en el modelo. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 41: Deformada para combinación _ELS9CP, punto de referencia: centro del vano. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 42: Deformada para combinación _ELS9CP, punto de referencia: extremo de voladizo. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 43: Diagrama de esfuerzos de la resultante F22 para la combinación _ELU5vpn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 44: Tabla Section Cut Forces del soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 45: Sección y armado en la parte inferior del soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 46: Verificación de la resistencia en la parte inferior del soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 47: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta en la parte inferior del soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 48: Diagrama de esfuerzos de la resultante F22 para la combinación _ELU5vpn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 49: Tabla Section Cut Forces de la viga en la sección de conexión con el soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 50: Sección y armado de la sección de conexión de la viga con el soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 51: Verificación de la resistencia de la sección de conexión de la viga con el soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 52: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta de la sección de conexión de la viga con el soporte. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 53: Diagramas de esfuerzos en el tirante posterior para la combinación _ELU5vpn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 54: Sección y armado del tirante posterior. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 55: Verificación de la resistencia del tirante posterior para la combinación _ELU5vpn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 56: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta del tirante posterior para la combinación _ELU5vpn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 57: Diagramas de esfuerzos en el tirante posterior para la combinación _ELU4vsn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 58: Verificación de la resistencia del tirante posterior para la combinación _ELU4vsn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 59: Diagrama de interacción adimensional flexocompresión y compresión conjunta del tirante posterior para la combinación _ELU4vsn. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 60: Detalle de la armadura de la cubierta. (Fuente: *Plano nº 246.228 del AET*)

Imagen 61: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 62: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo placa. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 63: Diagrama de esfuerzos de la resultante MMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 64: Diagrama de esfuerzos de la resultante MMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo placa. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 65: Detalle de la armadura de la cubierta. (Fuente: *Plano nº 246.228 del AET*)

Imagen 66: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana, representando únicamente fuerzas positivas de tracción. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 67: Superposición del diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana, representando únicamente fuerzas positivas de tracción, sobre el plano nº 246.228 del AET. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 68: Diagrama de esfuerzos de la resultante FMax para la combinación _ELU3nvp y comportamiento tipo membrana, representando únicamente las máximas fuerzas positivas de tracción. (Fuente: *Elaboración propia*)

Imagen 69: Tabla Section Cut Forces en la sección de estudio de la lámina. (Fuente: *Elaboración propia*)



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA