



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
TRABAJO FINAL DE MÁSTER

2016/2017

**DISEÑO DE UNA CUBIERTA RETRÁCTIL, CON ESTRUCTURA
TENSEGRÍTICA, PARA LA PLAZA DE TOROS DE PAMPLONA
(NAVARRA)**

Autor: Christian Peralta González

Tutor: Federico Jesús Bonet Zapater

Convocatoria: Septiembre 2017

DOCUMENTO Nº 1 MEMORIA Y ANEJOS

MEMORIA

ANEJOS A LA MEMORIA

ANEJO Nº1 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO

ANEJO Nº2 SOLUCIONES DE CUBRICIÓN

DOCUMENTO Nº2 PLANOS

1 MODELO DE SOLUCIÓN GENERAL

2 ESTRUCTURA DE CABLES Y BARRAS

3 ANILLO DE COMPRESIÓN

DISEÑO DE UNA CUBIERTA RETRÁCTIL, CON ESTRUCTURA
TENSEGRÍTICA, PARA LA PLAZA DE TOROS DE PAMPLONA (NAVARRA)

DOCUMENTO NÚM. 1

MEMORIA Y ANEJOS

DISEÑO DE UNA CUBIERTA RETRÁCTIL, CON ESTRUCTURA
TENSEGRÍTICA, PARA LA PLAZA DE TOROS DE PAMPLONA (NAVARRA)

MEMORIA

Índice

Resumen.....	3
Antecedentes	4
Historia de la plaza:.....	4
Necesidad de la cubierta:.....	4
Propuestas anteriores:.....	5
Condicionantes.....	6
Localización:.....	6
Climatología:	6
Geometría y dimensiones de la plaza:	6
La actividad de la plaza.....	7
Estudio de soluciones.....	8
Estructuras tensegríticas o tensegrity. Historia del arte.....	16
Definición	16
Conceptos fundamentales	16
Orígenes	16
Propiedades y ventajas	17
Análisis estructural.....	18
Procedimiento del diseño estructural.....	19
Form finding o búsqueda de forma.....	19
Acciones	21
Peso propio	21
Pretensado	22
Sobrecarga de uso.....	23
Nieve	23
Acción térmica.....	23
Acumulación de agua en canalón	24
Viento.....	25
Combinación de acciones para la comprobación del Estado Límite Último.....	27
Combinación de acciones para la comprobación del Estado Límite de Servicio	28
Análisis.....	29
Modelo de cables y barras	29

Modelo del anillo de compresión.....	34
Dimensionamiento	38
Descripción de la solución adoptada	40
Estructura tensegrítica	40
Lona	42
Sistema retráctil	43
Sistema de bombeo.....	44
Procedimiento constructivo	45
Valoración económica.....	47
Bibliografía	49

Resumen

El presente trabajo, realizado como ejercicio final del Master en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, expone el diseño de una cubierta retráctil de estructura tensegrítica para la Plaza de Toros de Pamplona.

El objeto del trabajo es estudiar el comportamiento y la aptitud de los sistemas tensegríticos como cubiertas de grandes luces, así como aumentar la funcionalidad y el aprovechamiento de las plazas de toros mediante una cubrición económica y de escasa afección sobre la construcción.

Se comprueba la ventaja de esta tipología frente a otras más comunes en un estudio de soluciones teniendo en cuenta los condicionantes del caso particular, se desarrolla el concepto de tensegridad, sus propiedades y particularidades en su aplicación estructural y por último se diseña una estructura de cubierta basada en el sistema mencionado mediante el Método de los Elementos Finitos y con ayuda del software informático SAP2000.

La memoria también incluye una descripción general de la solución adoptada junto a una propuesta de procedimiento constructivo y una valoración económica, que dan muestra de la idoneidad de estas estructuras para transformar las plazas de toros en instalaciones polivalentes donde albergar eventos culturales, sociales y deportivos multitudinarios.

Abstract

The present master's dissertation of the degree *Master en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos*, presents the design of a retractable roof sustained by a tensegrity structure to cover the building *Plaza de Toros de Pamplona*, placed on Pamplona, Spain.

The aim of this work is to study the tensegrity systems' behaviour and aptitude in their application as big span covering. In addition it tries to improve the functionality and exploitation of the bullrings through an economic cover which confers little damage to the structure.

The convenience of this type of structure is compared against another four solutions taking into account the particular conditions. In addition tensegrity concept is explained as well as, his properties and particularities on structural application. And finally a tensegrity roof structure is designed by the Finite Element Method using SAP2000.

In this report is also included a global description of the proposal solution, an schematic construction process definition and a rough construction budget which shows the suitability of this type of structures to convert bullrings on multipurpose facilities where to celebrate social, cultural and sporting events.

Antecedentes

La plaza de toros de Pamplona es el coso taurino donde se albergan las corridas de toros de Pamplona desde 1922. Actualmente tiene un aforo de alrededor de 19.700 espectadores, lo que la convierte en el segundo mayor coso de España y la cuarto del mundo, solo por detrás de las plazas de toros de México, Valencia (Venezuela) y Madrid. Los encierros de la Feria de San Fermín, celebrados anualmente entre el 7 y el 14 de julio la hacen mundialmente conocida entre los aficionados taurinos.

Es propiedad de la Casa de Misericordia de Pamplona, que a su vez gestiona los espectáculos que en ella se producen.

Historia de la plaza:

En 1920, coincidiendo con la proyección del segundo ensanche de la ciudad y debido a la escasa capacidad de la antigua plaza y su avanzado deterioro, el ayuntamiento de Pamplona decidió construir una nueva plaza. Debido a la falta de presupuesto, el ayuntamiento cedió 11.443 metros cuadrados en la zona del segundo ensanche para su construcción. La Casa de Misericordia con estos terrenos, la emisión de obligaciones y la ayuda de entidades financieras se convirtió en propietaria.

El proyecto de la plaza fue encargado a Francisco Urcola, proyectista años atrás de la plaza de "El Chofre" de San Sebastián y de la plaza de toros "Monumental" de Sevilla. El arquitecto diseñó esta vez una plaza con una capacidad de 14.000 localidades aproximadamente, con un aspecto clásico, creando formas historicistas con hormigón armado.

La obra fue ejecutada en 16 meses y se inauguró el para la Feria de San Fermín de 1922, en la corrida del 7 de julio.

En 1967, tras salir a concurso, la ampliación del aforo de la plaza fue adjudicada al arquitecto Rafael Moneo, quien con la colaboración del ingeniero Carlos Fernández Casado ampliaron la estructura existente de hormigón armado, ganando en diámetro y altura con la ayuda de una serie de costillas triangulares en dirección radial. Consiguieron así una andanada que ganaba casi 6.000 localidades y completaba un aforo total de 19.529 espectadores.

Actualmente el coso de Pamplona es una plaza de primera categoría reconocida por el Convenio Colectivo Nacional Taurino y también es utilizada para conciertos y otros espectáculos.

Necesidad de la cubierta:

La cubrición de estadios y plazas de toros es una tendencia actual, ya que consolida estos espacios como centro de eventos culturales y sociales multitudinarios, en los que se pueden llevar a cabo tanto festejos taurinos como espectáculos, conciertos o certámenes. Esto permite que las plazas puedan utilizarse un mayor número de veces al año, al tener demanda de otros ámbitos además del taurino.

Una plaza de toros, y en particular la de Pamplona, con capacidad para 19.700 espectadores entre tendido, graderío y andanada y otras tantas localidades que pueden ser habilitadas en el ruedo, es un escenario inmejorable para la realización de grandes conciertos, certámenes o

espectáculos de todo tipo.

Cuando se organiza uno de estos eventos, al que acude tal multitud de aficionados, una cancelación debido a las inclemencias del tiempo puede suponer pérdidas millonarias a los organizadores, además del descontento general de aficionados y actuantes. Además, como es bien sabido, el toreo con viento se convierte en una dura tarea y este siempre acaba por deslucir el espectáculo.

Las plazas de toros de Zaragoza y San Sebastián o el Palacio de Vistalegre (Madrid), por ejemplo, ya tienen cubiertas que les permiten hacer un uso de sus instalaciones con independencia de las condiciones climatológicas y que proporcionan un confort muy valorado por el usuario. Todas ellas se adaptan a las necesidades climáticas del espectáculo en cada momento abriendo o cerrando una parte de la cubierta. Esta es una solución polivalente que evita la necesidad de tener que quitar y poner toda la estructura cada vez.

Propuestas anteriores:

Teniendo en cuenta las necesidades descritas y las ventajas que conllevan estas cubiertas, la Casa de Misericordia de Pamplona pidió alguna propuesta de cubrición para su plaza a la oficina técnica Carlos Fernández Casado S.L.

En Noviembre de 2007 los ingenieros Fernando Redón y Javier Manterola presentaron tres propuestas diferentes, todas ellas de estructura metálica y con apertura retráctil. La propuesta más económica tenía un presupuesto aproximado de 3.600.000 euros para la cubierta y 1.000.000 de euros para el refuerzo de la infraestructura.

Tres ideas ingeniosas y novedosas que por seguro harían del coso un escenario codiciado para grandes espectáculos y multiplicarían el valor añadido de la plaza. Sin embargo, sea por falta de presupuesto o por miedo a las grandes reformas en la estructura original de la plaza, ninguna de ellas llegó a desarrollarse.

Estas propuestas se muestran en el apartado *Estudio de soluciones*.

Condicionantes

Localización:

Como se menciona anteriormente la plaza se encuentra en el segundo ensanche de la ciudad de Pamplona (Navarra), junto al casco antiguo y a pocos metros del río Arga. Más concretamente en el Paseo Hemingway, rodeada por las calles Juan de Labrit al noroeste, Aralar al nordeste, Emilio Arrieta al sudeste y Amaya al suroeste.

El acceso a la plaza de materiales y medios auxiliares de construcción, no se ve entorpecido por la localización del coso.

Climatología:

Pamplona se encuentra en la franja que separa la parte septentrional y la meridional de Navarra, a 450 metros de altitud, en la transición del relieve cantábrico, y los llanos del valle del Ebro. Por tanto su clima es también de transición entre atlántico y mediterráneo y aunque en general es templado-frío, con una temperatura media anual de 13 grados, hay grandes contrastes ya que las temperaturas pueden alcanzar máximas de 35 grados en agosto y mínimas inferiores a los 0 grados en los meses de diciembre, enero y febrero. En cuanto a precipitaciones, la media es de 750 litros por metro cuadrado, y se concentran en los meses de invierno. Los vientos principales en cuanto a velocidad son el cierzo (viento norte) y el bochorno (viento sur) y aunque predominan los vientos débiles, hay días en los que alcanzan rachas importantes.

Durante la construcción y especialmente durante la colocación de la membrana se tendrá que aprovechar una ventada temporal donde los vientos sean débiles, ya que son trabajos en altura con riesgo de caída.

Geometría y dimensiones de la plaza:

El diseño de la cubierta tiene que adaptarse a la geometría de la plaza y buscar apoyos en su estructura.

La plaza de toros de Pamplona tiene una forma cilíndrica con unas dimensiones de 102 metros de diámetro y 17 metros de altura. La forma circular en planta se ve interrumpida por el arco de triunfo de la puerta grande que tiene 20.5 metros de longitud y una altura de 10,5 llegando hasta los 17 metros con su galería superior.

La estructura principal de la plaza se compone de 65 pórticos múltiples compuestos por 5 vanos de 4 metros de luz en sentido radial. Desde dentro hacia afuera, los tres primeros tienen el dintel inclinado para darle pendiente al tendido que va desde la cota -2.5 metros hasta la cota 5.49 metros. El cuarto, con tres alturas sostiene el graderío en la primera planta y la parte baja de la andanada en la segunda planta. Y el pórtico exterior alberga los pasillos y servicios de las tres plantas además de sostener las costillas triangulares que soportan la parte alta de la andanada.

Los pilares van reduciendo su sección desde las filas exteriores hacia las interiores, de la misma forma que se reduce el arco de circunferencia que los separa y por tanto su área tributaria. Los pilares exteriores tienen una sección de 100 x 45 centímetros, siendo su mayor dimensión la tangente al círculo, siguen dos filas de 40 x 40 cm y otras dos de 30 x 30 cm para acabar con el pilar interior que tiene una sección de 42,5 x 42,5 centímetros. Mientras los pilares exteriores están separados 4,90 metros, los interiores están a 2,7 metros.

Las costillas que soportan la andanada tienen una forma de Y, con un brazo largo, de 5,75 metros, que se inclina hacia el exterior de la plaza en sentido radial y otro más corto, de 3,5 metros, inclinado hacia el interior, consiguiendo que el lado opuesto al apoyo conforme la inclinación de la andanada (39 grados). Estos brazos son también de hormigón armado y tienen una sección de 30 x 40 centímetros. En el encuentro entre los dos, la sección crece y apoya directamente sobre los pilares exteriores.

Estas costillas generan 65 puntos de apoyo para la cubierta uniformemente distribuidos, interrumpiéndose solamente en la puerta grande donde cuatro de estas costillas solo tienen el brazo corto y el otro apoyo de la andanada lo conforma la galería superior del arco de triunfo.

Existe actualmente una cubierta de estructura metálica y chapa, de 11,5 metros de profundidad, que cubre completamente la andanada.

Sin tener en cuenta el techado actual, ya que su estructura no sería capaz de soportar las cargas de la cubierta, el área a cubrir es un círculo de 102 metros de diámetro (8.171m²).

La actividad de la plaza

Los principales y casi únicos actos que se celebran en la Plaza de Toros de Pamplona son los referentes a la Feria de San Fermín. Desde el 5 al 14 de julio, Pamplona celebra sus fiestas patronales, las cuales están muy arraigadas a la tauromaquia y por lo tanto gran parte de esta fiesta se celebra en la plaza de toros. En estos días, mañana tarde y noche se suceden espectáculos taurinos, que van desde los encierros hasta las corridas pasando por una gran variedad de festejos populares.

Fuera de estas fechas los eventos celebrados en la plaza son hechos extraordinarios y muy poco frecuentes, por lo que las obras se podrían realizar sin interrumpir la actividad normal del coso.

Estudio de soluciones

Se proponen a continuación una serie de cinco soluciones de cubrición para el coso zaragozano, tres de ellas de estructura metálica, una atirantada y otra de estructura tensegrítica. El objeto es escoger entre ellas la más adecuada para este caso particular y para ello se lleva a cabo un análisis multicriterio, otorgando pesos ponderados a los criterios de: economía, funcionalidad, estética, durabilidad y afección a la estructura de la plaza.

1ª Tipología: Cubiertas retráctiles de estructura metálica.

La oficina técnica de Carlos Fernández Casado S.L. y en concreto los ingenieros Javier Manterola y Fernando Redón, propusieron tres cubiertas de este tipo, con distintas soluciones estructurales pero una misma idea. Un anillo exterior fijo con apoyo en el perímetro y uno o dos elementos retráctiles que deslizan por la parte superior del anillo subyacente. En el Anejo Nº2 Soluciones de Cubrición, aparecen los planos facilitados por la empresa mencionada, donde se pueden ver con mayor detalle estas soluciones.

Solución 1:

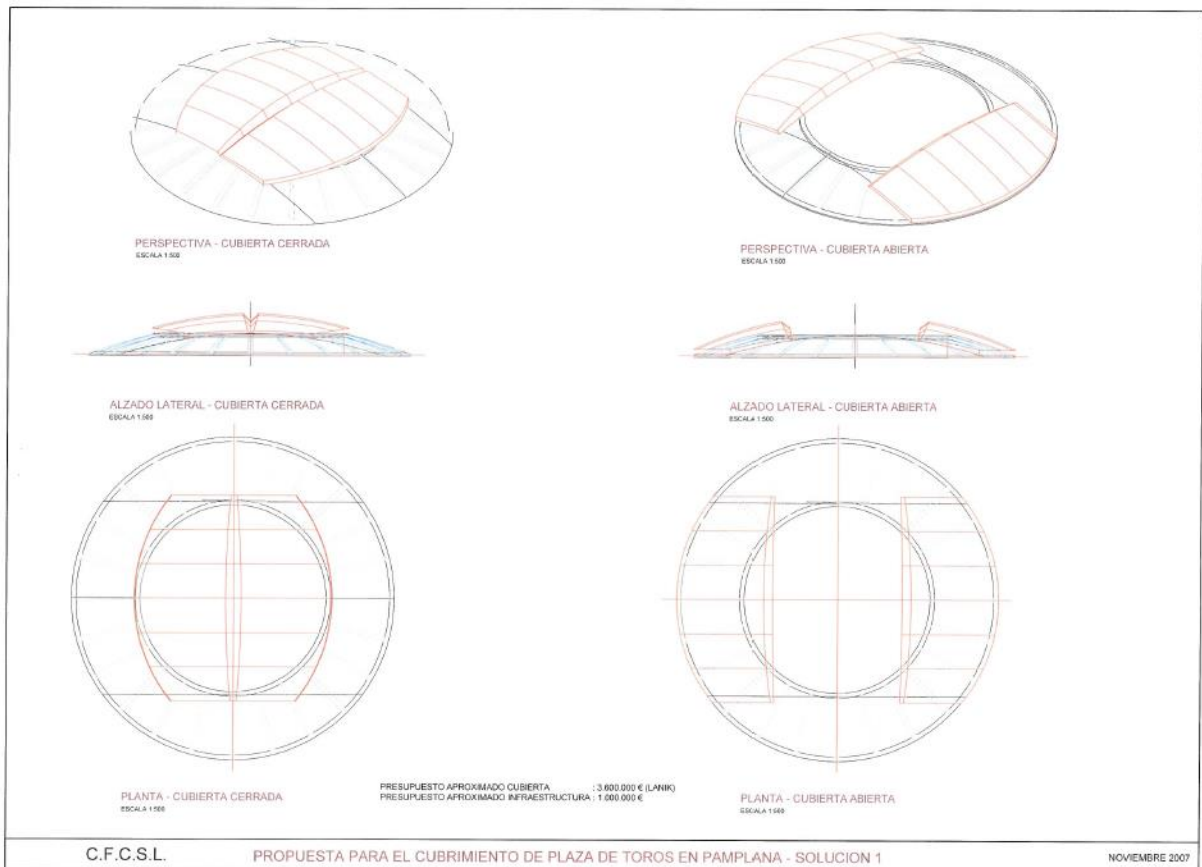


Figura 1. Propuesta de cubrición nº1

En la primera solución la estructura exterior está compuesta por vigas de directriz curva distribuidas en el sentido radial de la circunferencia, que generan un fragmento de esfera cortado por el plano de apoyo sobre la estructura existente y por el plano de la abertura central. Dos elementos retráctiles compuestos por vigas de sección variable, se unen en el centro de la circunferencia y completan la semiesfera cubriendo la abertura central. El mecanismo de retracción de estos elementos se hace a través de tres carriles que discurren paralelos sobre la estructura fija.

Solución 2:

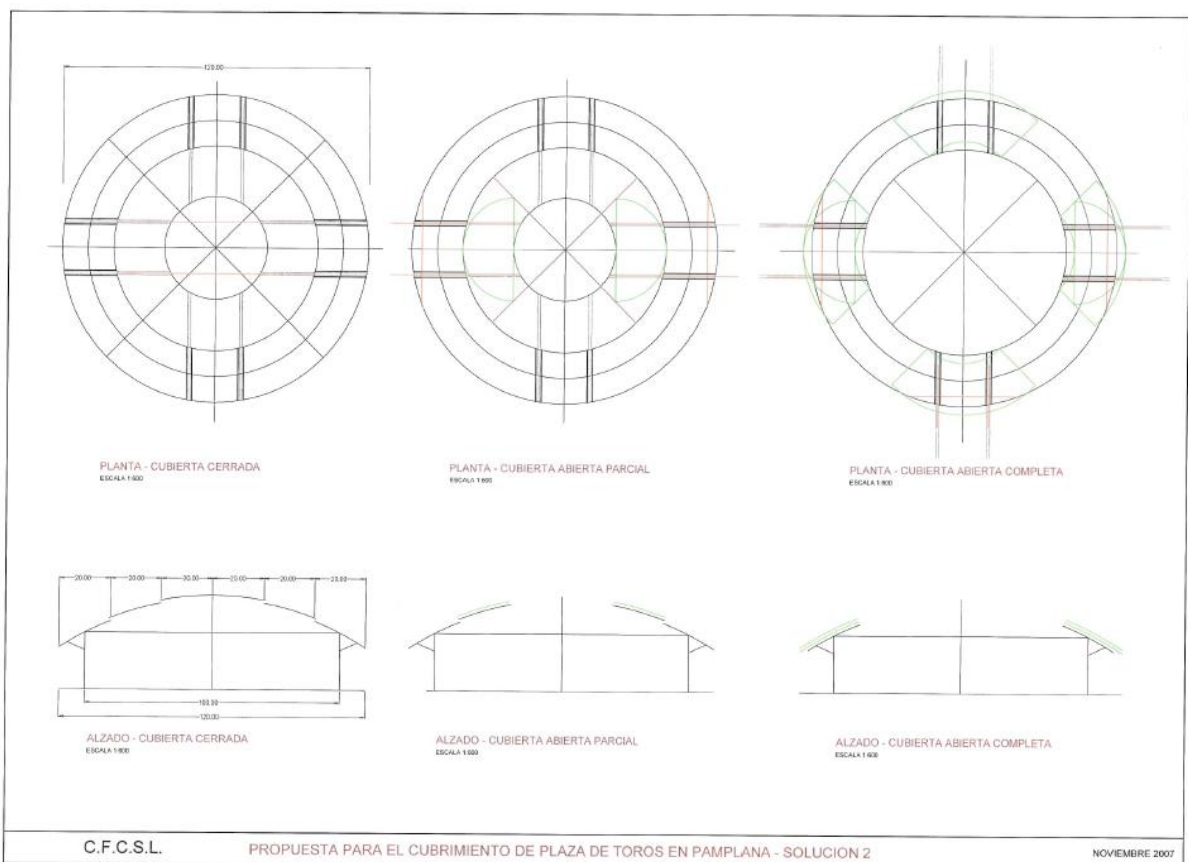


Figura 2. Propuesta de cubrición nº2

La estructura de la segunda opción se compone de 8 radios de directriz curva que apoyan puntualmente en el perímetro de la estructura existente y también en la fachada por medio de diagonales. Esta solución tiene dos niveles de apertura. La cubrición de la primera abertura, tiene planta circular y consta de dos piezas que deslizan mediante carriles sobre el segundo anillo. Este anillo a su vez, en la segunda fase de apertura, se divide en cuatro piezas para acabar sobre el anillo exterior fijo.

El anillo exterior sobresale de la plaza 10 metros, lo que crea un pasillo cubierto alrededor de la plaza y mejora el confort de los aficionados a la entrada y salida.

Solución 3:

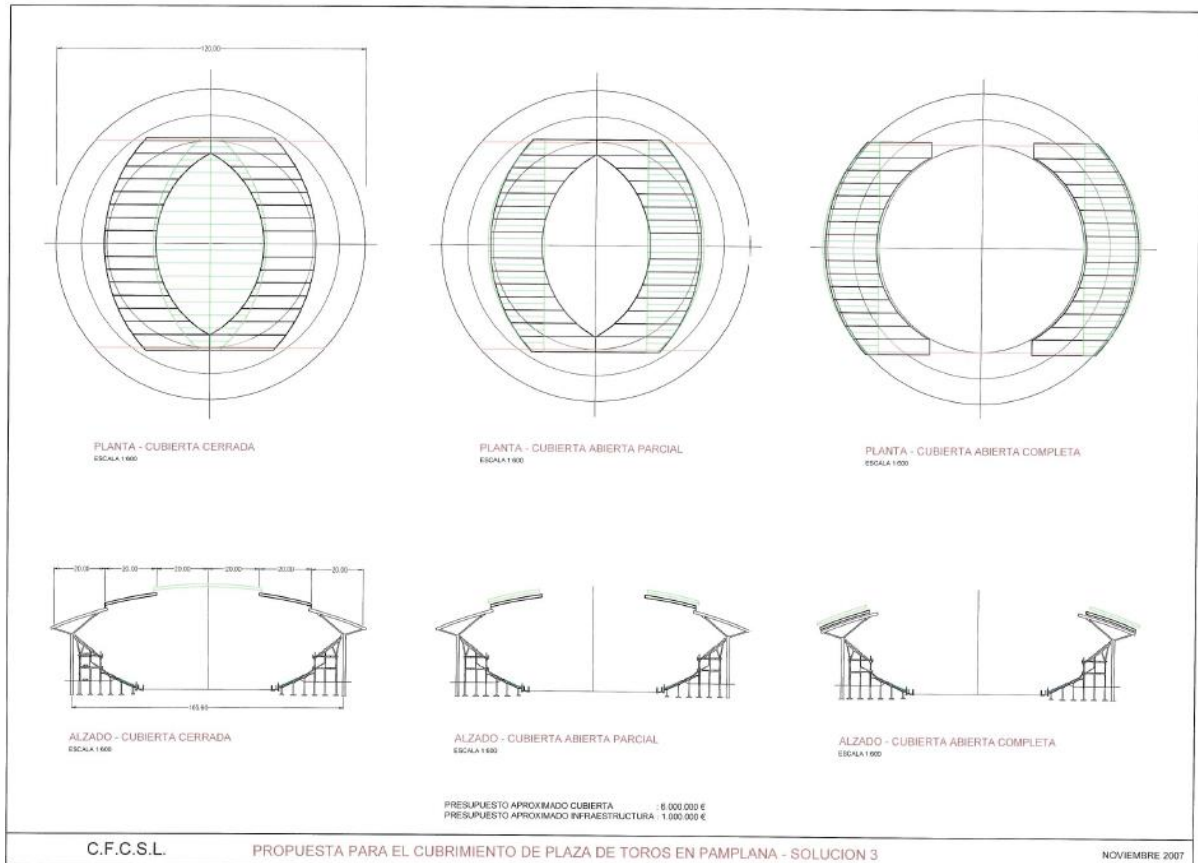


Figura 3. Propuesta de cubrición nº3

En la tercera solución ofrecida por C.F.C.S.L, la estructura de cubierta no apoya sobre la estructura de la plaza, sino que levanta grandes pilares en el exterior de la plaza de los que salen dos brazos inclinados para sostener el anillo exterior.

Este caso también tiene dos fases de apertura, pero en este caso las dos fases constan de dos elementos cada una y deslizan en la misma dirección, para acabar la primera encima de la segunda y las dos sobre el anillo exterior.

En este caso la cubierta también sobresale 10 metros hacia el exterior y acaba cubriendo un área de 120 metros de diámetro.

2ª Tipología: Cubierta atirantada

Esta segunda tipología está basada en los puentes atirantados desde un solo extremo del tablero, como son por ejemplo el de Monterrey (México) o el del Parque Tecnológico en Santander, cuyos pilones necesitan de cables de contrapeso, es decir cables anclados a un cimiento los cuales contrarrestan las tracciones que sufre el pilón hacia el tablero, para que este transmita las cargas a su cimentación mayoritariamente con esfuerzo axial de compresión. El estadio de fútbol Etihad Stadium en Manchester utilizó este tipo de cubierta para su última remodelación dando buenos resultados.

Solución 4:

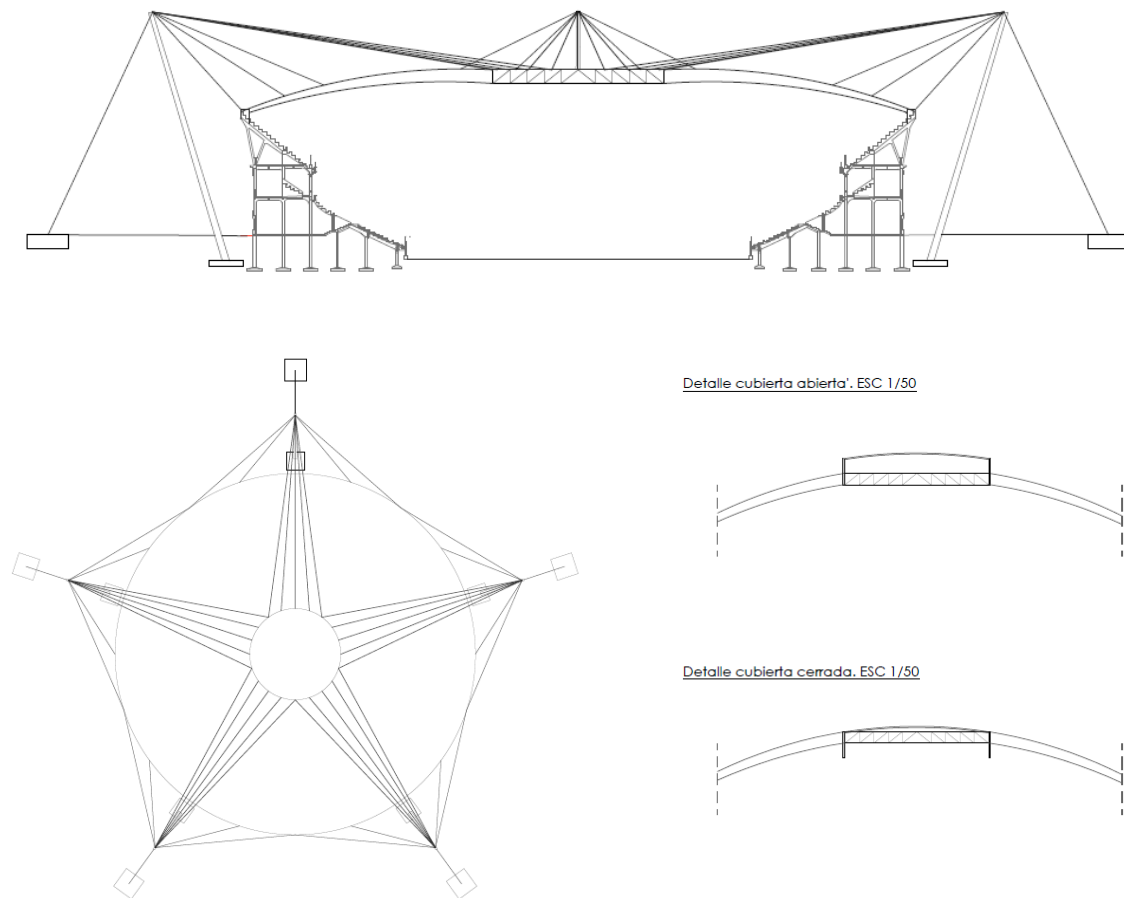


Figura 4. Propuesta de cubierta nº4

La segunda tipología estructural estudiada es una cubierta atirantada. La forma semiesférica es conferida por vigas metálicas de directriz curva dispuestas en sentido radial, que van desde el perímetro de la andanada hasta la abertura superior. Esta abertura se materializa gracias a un anillo de compresión formado por una celosía metálica. El apoyo externo de vigas radiales se hace sobre un anillo de tracción, también de estructura metálica, que se apoya sobre la estructura existente.

La sustentación de la cubierta viene definida por una serie de cinco postes inclinados que

transmiten las cargas a la cimentación. El peso de la cubierta es transferido a estos postes por cables que atirantan tanto el anillo de compresión, como el anillo de tracción.

La abertura central queda cubierta a su vez mediante una estructura ligera compuesta por ocho pilares distribuidos junto al anillo de compresión y cuatro viguetas que dividen el círculo en partes iguales y que siguen la curvatura de las vigas radiales. El mecanismo de apertura en este caso consiste en la elevación de los pilares mediante el apoyo sobre el anillo de compresión.

3ª Tipología: Cubierta de estructura tensegrítica.

Este es un tipo de estructura que, pese a no ser muy común por la dificultad de su cálculo, está en pleno auge. Sus cualidades y ventajas ya han quedado demostradas en numerosos proyectos de cubrición, como puede ser el estadio de fútbol de Maracanã en Rio de Janeiro, el recién construido Wanda Metropolitano en Madrid o la Plaza de Toros de Zaragoza.

Solución 5

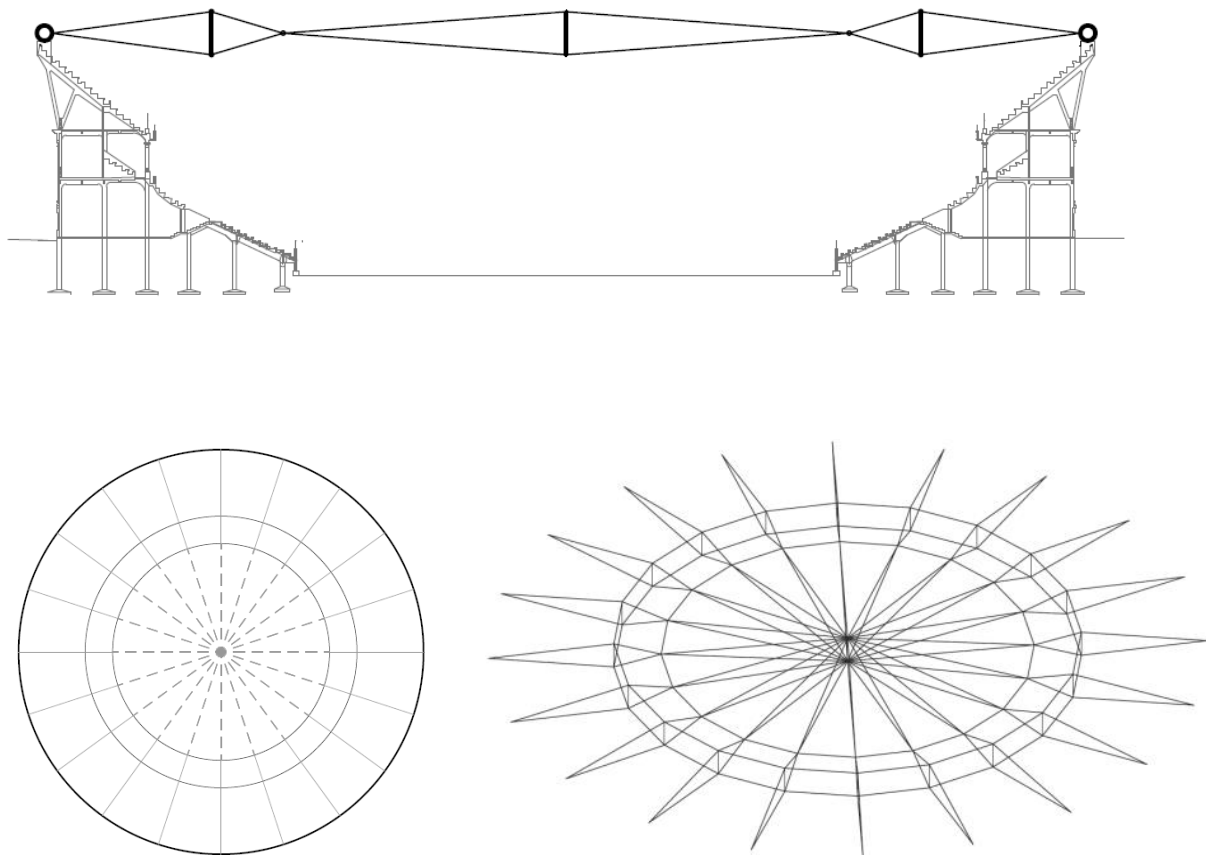


Figura 5. Propuesta de cubrición nº5

Es una cubierta a base de cables, barras y lona hidrófuga y translúcida. Tiene una serie de cables radiales, que junto a los montantes dibujan tres romboides en la sección radial (ver figura 5) y que dan volumen a la estructura y pendiente a la cubierta. Por otra parte tiene tres anillos de tracción materializados a base de cables y un anillo de compresión en el perímetro. Los anillos de tracción son los responsables de tensar los cables radiales y dar rigidez a la estructura y el anillo de compresión se encarga de resistir esas tensiones en sentido radial a base de compresión en sentido tangencial.

Los romboides externos cubren de forma permanente el tendido con una pendiente a dos aguas, mientras que el romboide central conforma la cubierta cónica retráctil que cubre el ruedo. Esta cubierta se abre mediante carritos que conectados con la lona que discurren por los cables de la estructura.

Una vez expuestas las posibles soluciones para la cubrición de la plaza, se valora la propuesta más ventajosa según los siguientes criterios:

- Criterio económico:

Se cuenta como datos de partida con la valoración económica de las propuestas de C.F.C.S.L. La primera de ellas es de 4.600.000 euros, la cual tiene en cuenta la cubierta y el refuerzo de la estructura existente y la tercera es de 7.000.000 euros. Aunque no se tenga la cifra exacta para la solución 2, se presume un coste mayor, ya que la mecánica de apertura es todavía más compleja, con dos direcciones de retracción y cuatro piezas en el segundo anillo.

En cuanto a la solución 4, una burda valoración económica basada en la analogía de esta cubierta con otras estructuras de la misma tipología y sus precios, y en la comparación con las otras soluciones, se estima que podría ser la solución más cara. Pese a no suponer un gasto importante en refuerzo de la estructura existente, ni en el sencillo sistema de apertura, los costes se disparan debido a realización de la estructura portante de postes y tirantes y sus grandes zapatas.

Se obtiene finalmente una valoración económica para la cubierta tensegrítica, por analogía con la cubierta de la Plaza de Toros de Zaragoza y la reciente ampliación de la cubierta del estadio de San Mamés en Bilbao. La primera de ellas cubre aproximadamente 5.000 m² y contaba con un presupuesto de casi 300 millones de pesetas y la segunda cubre 22.000 m² y costó alrededor de 12,5 millones de euros, lo cual ofrece un coste aproximado de 0,75 millones de euros por metro cuadrado. Aplicando este precio de cubrición mediante estructura tensegrítica y membrana a las dimensiones del coso zaragozano obtenemos un coste de 6.150.000 euros, que la sitúa en la segunda posición en el criterio económico.

Se otorgan finalmente las calificaciones de 8, 3, 4, 2 y 6 para las soluciones 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente.

- Criterio funcional:

Los mecanismos de apertura de las estructuras metálicas son muy complejos y seguramente

tengan un gran gasto energético al tener que mover elementos voluminosos y pesados. Dentro de estos tres, el primero de ellos es el más sencillo, la apertura en dos fases puede ser innecesaria desde el punto de vista funcional. La segunda se lleva la peor puntuación por tener dos direcciones de retracción y cuatro piezas a unir en el segundo anillo, lo cual genera mayor número de puntos de fallo posibles.

El mecanismo de la solución 4 es muy sencillo y conlleva un gasto energético mínimo al tener un peso muy ligero, pero la apertura es mínima, permitiendo únicamente la ventilación en el interior.

El mecanismo de la última solución es sencillo y con un gasto energético mínimo ya que la lona es un elemento muy ligero. Además tiene la apertura más grande de todas ellas con la que se conseguiría, en días de buen tiempo, la iluminación natural entre las expuestas. El único inconveniente es que en días lluviosos gran parte del agua que cae sobre la cubierta tiene que ser evacuada con bombas y ello supone un gasto económico.

- Criterio Estético:

Siendo un criterio un tanto subjetivo, las puntuaciones otorgadas se basan en criterios lógicos:

La primera y la quinta solución no son visibles desde el exterior de la plaza y puesto que no rompen con la estética actual, se les otorga la mayor puntuación.

La solución 2 si es visible desde el exterior y la estructura metálica destacaría mucho en la visión de conjunto frente al acabado clásico conformado con hormigón. La solución 3 tiene el mismo problema, pero con el agravante de la colocación de pilares frente a la fachada de la plaza. Por esto se les ha evaluado con un 6 y un 4 respectivamente.

Por último la solución 5 es la solución más arriesgada desde el punto de vista estético. Puede ser una solución moderna y de contraste para unos, y también puede carecer de sentido para otros, por eso se le ha otorgado un 5.

- Criterio de durabilidad:

La primera solución es una estructura metálica robusta, que junto a un refuerzo estructural adecuado del esqueleto de la plaza y un mecanismo de apertura relativamente sencillo puede dar buen resultado de durabilidad con un mantenimiento no muy laborioso.

Las soluciones 2 y 3 aun siendo una solución robusta, con un refuerzo importante en infraestructura, la complejidad de su sistema de retracción pone en duda su fiabilidad con el paso del tiempo.

La solución 4 comparte la mayor puntuación con la primera, gracias a una estructura robusta a la cual se puede aplicar un material de cubierta duradero y gracias también a un mecanismo de apertura muy sencillo.

La solución 5 obtiene una puntuación de 6, igual a las soluciones 2 y 3, debido a la revisión periódica que necesita el tensado de los cables y a que las lonas de cubrición suelen aguantar alrededor de 25 años. Sin embargo, la fiabilidad del sistema de retracción es mucho mayor que

la de las tres primeras soluciones.

- Criterio de afección a la estructura existente:

Para la ponderación de este criterio se considera que el número 10 es afección nula y que el número 1 supone una gran remodelación de la estructura existente. Por esto se le ha otorgado a las dos primeras soluciones las peores calificaciones (2 para ambas), al ser estructuras de gran peso, las cuales transmiten toda su carga sobre la estructura de la plaza.

La tercera, aun disponiendo pilares nuevos en el perímetro exterior, aplica gran parte de sus cargas sobre la plaza, por lo que obtiene un 4.

Se le ha concedido la mejor puntuación a la solución tensegrítica por ser la de menor peso y por transmitir cargas casi exclusivamente cargas verticales, mientras que la solución atirantada queda en segunda posición ya que a pesar de estar sostenida en gran parte por los postes inclinados, el anillo de tracción perimetral apoya un peso importante sobre la estructura.

A continuación se muestra la tabla de cálculo donde se evalúan las propuestas según cada criterio ponderado:

	Criterios a evaluar										Suma
	Económico		Funcionalidad del mecanismo retráctil		Estético		Durabilidad		Afección a la estructura existente		
	9	8	7	7	10						
Pesos ponderados	Calificación	Peso	Calificación	Peso	Calificación	Peso	Calificación	Peso	Calificación	Peso	
Solución 1 (C.F.C.S.L)	8	72	6	48	7	49	8	56	2	20	245
Solución 2 (C.F.C.S.L)	3	27	2	16	6	42	6	42	2	20	147
Solución 3 (C.F.C.S.L)	4	36	4	32	4	28	6	42	4	40	178
Solución 4	2	18	6	48	5	35	8	56	6	60	217
Solución 5	6	54	8	64	7	49	6	42	7	70	279

Tabla 1. Análisis multicriterio de las soluciones

La mayor calificación de entre las cinco soluciones expuestas es para la propuesta número 5 y por ello se considera la más ventajosa con respecto a los criterios estudiados. En las siguientes páginas se desarrollará el diseño de una cubierta con estructura tensegrítica.

Estructuras tensegríticas o tensegrity. Historia del arte.

Definición

Existen muchas definiciones por parte de numerosos autores para el concepto Tensegrity:

“Islas de compresión en un océano de tracción” (Kenneth Snelson)

“Tracción continua, compresión discontinua” (Buckminster-Fuller)

“Un sistema Tensegrity es el estado de una serie de elementos comprimidos discontinuos dentro de un conjunto de componentes traccionados en equilibrio estable” (R. Motro, “Tensegrity; Structural systems for the future, London 2003)

“Una red de barras articuladas internamente pretensadas, donde los cables o tendones se traccionan al contrario que el sistema de barras o puntales”. (Hanaor, A. Geometrically rigid double-layer tensegrity grids. International Journal of Space Structures 9, 4 (1994), 227–238.)

“Una estructura Tensegrity es cualquier estructura realizada mediante cables y barras, en la que se impone un estado de pretensado que da tracción a los cables y compresión a las barras.” (Miura, K., and Pellegrino, S. Structural concepts. 1999. Draft.)

Quizás la definición más aceptada para una estructura Tensegrity fue dada por Pugh:

“Un sistema Tensegrity se establece cuando un conjunto de componentes de compresión discontinua interactúa con un conjunto de componentes de tracción continua y definen un volumen estable en el espacio.” (Pugh. “An introduction to tensegrity”,1976)

Conceptos fundamentales

Son estructuras pretensadas que gozan de un equilibrio propio y, que a diferencia de las estructuras convencionales, no dependen de un agente externo (gravedad) para su estabilidad. La tensión que crea ese pretensado fluye de forma continua a través de cables o membranas, relegando la compresión a elementos aislados de la estructura, generalmente barras, que mantienen una forma determinada para hacer la estructura estable por sí misma.

El equilibrio se genera gracias a la perfecta distribución de fuerzas de tracción y compresión, que trabajando conjuntamente crean un sistema autoequilibrado.

Orígenes

La idea de generar un volumen estable en el espacio con líneas de compresión discontinuas y de tracción continua surge alrededor de 1940. La invención de la tensegridad tiene varios nombres propios: el arquitecto Buckminster Fuller, el escultor Keneth Snelson y el ingeniero David Emmerich.

El arquitecto, diseñador, inventor y filósofo americano creador de la geometría geodésica Buckminster Fuller, impulsó la idea y le dio el nombre de tensegrity, término anglosajón que

proviene de la contracción de otros dos: tensional e integrity, y que se traduce en español como "integridad tensional".

Fuller, profesor de modelos geométricos en Black Mountain Collage (Carolina del Norte, EE UU), estaba convencido de que el universo se movía según el principio de integridad tensional e impartía esas novedosas ideas en las aulas. Un alumno suyo, Kenneth Snelson, le presentó un conjunto de diseños basados en esa idea, que planteaban una nueva tipología estructural nunca vista hasta la fecha. Cuando Fuller vio los modelos de Snelson, se dio cuenta de que aquello era lo que había estado buscando durante años y su idea preliminar de tensegridad se llegaba a concretar.

Al mismo tiempo, el arquitecto e ingeniero francés David Georges Emmerich investigaba el diseño de estructuras basadas en prismas tensados y como fruto de su trabajo, patentó sus "redes autopretensadas" (1964), que eran exactamente los mismos criterios de diseño sobre los que estaban trabajando Snelson y Fuller, cada uno de ellos independientemente.

Propiedades y ventajas

La configuración de las estructuras tensegrity le aportan una serie de características particulares, que se enumeran a continuación:

- La conexión entre los elementos se diseña como articulaciones. Así pues, los elementos sólo transmiten fuerzas de tracción o compresión. Como sus elementos trabajan exclusivamente a esfuerzos axiales, el material se aprovecha al máximo al ser solicitado en su forma más eficiente, obteniendo una gran capacidad portante si las comparamos con estructuras de peso similar.
- Al ser estructuras autoequilibradas no necesitan de elementos exteriores para mantener su forma.
- La capacidad resistente es directamente proporcional al nivel tensional de sus elementos; a mayor pretensado mayor capacidad portante.
- Se pueden formar estructuras complejas a partir de la unión de módulos elementales autoestables, lo que genera beneficios en la fase de ejecución, al utilizar la propia estructura como elemento de soporte en el proceso constructivo, evitando así utilizar medios auxiliares en la fase de montaje.
- La discontinuidad de los elementos a compresión evita la aparición de esfuerzos de torsión en la estructura.
- Una vez establecida la configuración mínima necesaria para su estabilidad, la adición de cualquier elemento a tracción le confiere mayor rigidez, sin ser ninguno de ellos redundante.
- No se producen puntos de concentración de esfuerzos. La estructura se comporta como un todo, repartiendo las cargas por toda la estructura.
- Son estructuras que permiten grandes deformaciones y que transfieren muy bien las vibraciones y las cargas dinámicas a través de sus elementos. Por lo que son adecuadas para situaciones que requieran absorción de impactos o de vibraciones sísmicas.

Análisis estructural

La principal desventaja de estas estructuras es el cálculo.

Su comportamiento mecánico frente a acciones impuestas genera no linealidades geométricas, debido a que sus elementos (cables/barras) solamente actúan en un sentido (tracción/compresión) y a que su comportamiento implica grandes desplazamientos. Por lo tanto es necesario aplicar métodos de cálculo no lineal para determinar su equilibrio, los cuales son considerablemente más complejos que los métodos de rigidez.

La validez de los resultados depende en gran medida de la optimización de la metodología empleada en la obtención de la geometría y tensiones de equilibrio, debido a la aplicación de métodos iterativos involucrados en las distintas fases del diseño, principalmente en los concernientes al proceso de búsqueda de forma.

Procedimiento del diseño estructural

Form finding o búsqueda de forma

Para el proceso de búsqueda de una configuración estable, existen métodos teóricos, en los que, partiendo de geometrías regulares, se puede calcular analíticamente la posición de equilibrio para un conjunto. Estos permiten hallar, para una estructura de cables y barras dada, el estado de equilibrio, caso de que exista. Sin embargo, por sí solos no sirven para proponer nuevos sistemas tensegridos. Son demasiado rígidos para la flexibilidad que exige el proceso de diseño.

Por esto, se ha optado por un método más práctico, que consiste en recorrer el bucle simulación–decisión, alterando la estructura hasta obtener un diseño apto para el servicio. Para esto se emplea un modelo de elementos finitos (MEF) que es capaz de determinar y validar sistemas tensegridos estables. El programa utilizado para modelar es SAP2000, el cual permite implementar la pretensión de los cables, así como configurar un sentido exclusivo de trabajo (compresión / tracción) en cada elemento. Este software resuelve problemas de comportamiento no lineal, como son las estructuras tensegríticas, utilizando el método de Newton-Raphson en un proceso iterativo.

La inspiración en otras tensegridades utilizadas como cubiertas y validadas por otros autores, es la base de la creación de esta nueva estructura. Los ejemplos que más contribuyen al diseño de esta cubierta son: La cubierta retráctil de la Plaza de Toros de Zaragoza y la cubierta del Estadio de Fútbol de Maracaná (figura1).

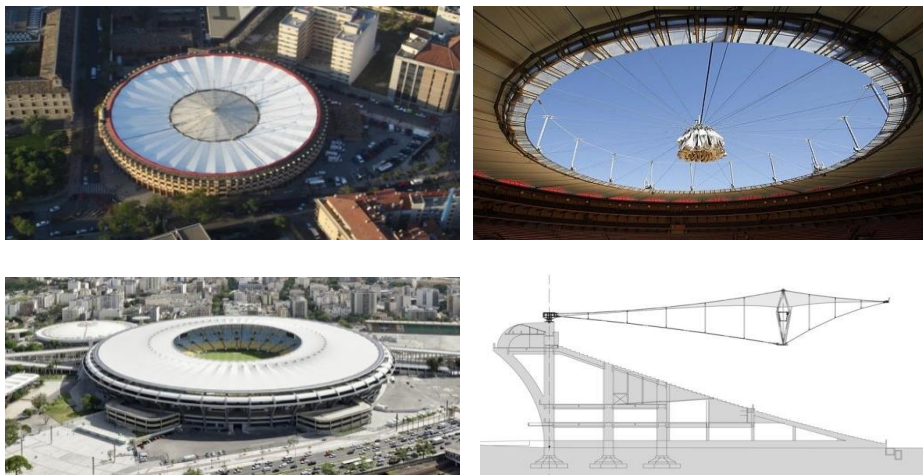


Figura 6. Ejemplos de cubiertas tensegrity. Plaza de Toros de Zaragoza arriba y Estadio de Fútbol de Maracaná debajo

El nuevo diseño comparte con estas cubiertas la idea de los cables radiales, un anillo de compresión y uno o varios anillos de tracción.

La geometría de su sección radial es parecida a la del estadio de maracaná, son romboides

dibujados por cables tensados a los cuales dan forma una serie de montantes o barras verticales. Esta parte es autoestable gracias a los anillos de tracción dispuestos en los tres vértices interiores y al anillo de compresión al cual conecta el vértice exterior.

La sección central retráctil, descansa sobre la parte fija de la cubierta y utiliza una geometría contraria a la del coso de Zaragoza, los cables parten de un mismo plano, para juntarse en los extremos de un montante central.

Una vez obtenida esta geometría presumiblemente válida, se modela en el programa SAP2000, asignándole unas dimensiones razonables también obtenidas de ejemplos similares, y un nivel de pretensión arbitrario, además de vincularla de forma isostática.

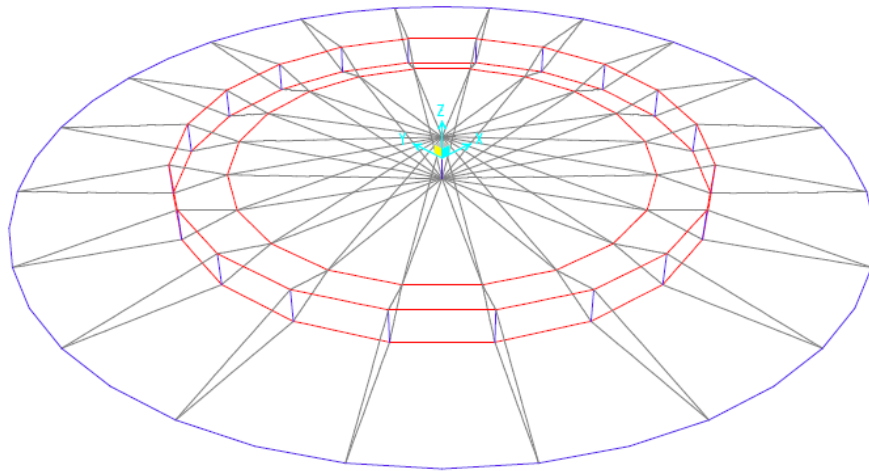


Figura 7. Geometría modelada en SAP2000

El criterio estructural y el entendimiento del flujo de fuerzas es fundamental en este primer paso para que el modelo converja, es decir que tras resolver un cálculo estático de grandes desplazamientos, el modelo llegue a una configuración estable.

Una vez el programa arroja los resultados de su cálculo, se grafica la deformada, junto a la geometría original, para ver el desplazamiento entre la geometría introducida y la geometría de la estructura autoequilibrada. También se examina la distribución de esfuerzos axiales, buscando que todos los elementos estén colaborando como se intuía y que se distribuyan de manera homogénea por toda la estructura.

Si alguno de los elementos no entra en carga, se sustituye por otro (barra por cable o viceversa), se modifica la posición de este, se aumenta el nivel de pretensado o directamente se elimina.

Si los esfuerzos no quedan distribuidos de forma homogénea se puede actuar cambiando la geometría ligeramente, de manera que los elementos se enfrenten de manera más adecuada a la sollicitación. También podemos desequilibrar la distribución de pre-stress entre los elementos cable o reforzar los elementos sobrecargados.

Como se menciona anteriormente, estas modificaciones y su consecutivo análisis numérico, se

realiza en bucle hasta que los resultados del cálculo muestren una estructura donde los esfuerzos estén repartidos de forma homogénea por el entramado de barras y cables y que todos los elementos colaboren y presenten esfuerzos en el sentido (tracción o compresión) para el que fueron diseñados. Se da por válida la geometría una vez que el resultado se repite en otro cálculo sucesivo y estos tienen desplazamientos cercanos a cero.

Acciones

Para la definición de las acciones actuantes sobre la cubierta, se han seguido las especificaciones del Código Técnico de la Edificación (CTE) y en particular del Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación (DB-SE-AE).

Las acciones repartidas sobre la superficie exterior de la cubierta, se distribuyen por los cables radiales según su área tributaria, ya que la membrana o lona no es un elemento estructural que resista esfuerzos de flexión o cortante y por lo tanto suponemos que reparte las cargas perfectamente sobre sus apoyos, que en este caso son los cables.

Peso propio

Al considerar el peso propio de la estructura, se ha tenido en cuenta el peso de los perfiles metálicos utilizados tanto en el anillo de compresión como en los montantes, el peso de los cables y sus elementos de anclaje y conexión, los cuales incrementan un 10% el peso de los primeros, el peso de la lona en sus dos configuraciones, abierta y cerrada y los elementos del sistema de bombeo y del sistema de recogida de la lona.

Los pesos específicos de los materiales que conforman la estructura se encuentran detallados en el Anejo 1 Cálculo y dimensionamiento, y se corresponden a lo especificado en catálogos de suministradores y prontuarios.

A continuación se exponen las figuras que aclaran la actuación de las cargas muertas: lona y elementos fijos de los sistemas de bombeo y recogida de lona.

Con un peso de 350 g/m^2 , la lona genera una carga de $0,0035 \text{ KN/ m}^2$ que se distribuye entre los cables radiales como muestran las figuras 8 y 9. La acción sobre los cables disminuye en cada tramo hacia punto central de la cubierta debido a la disminución del área tributaria de cada cable.

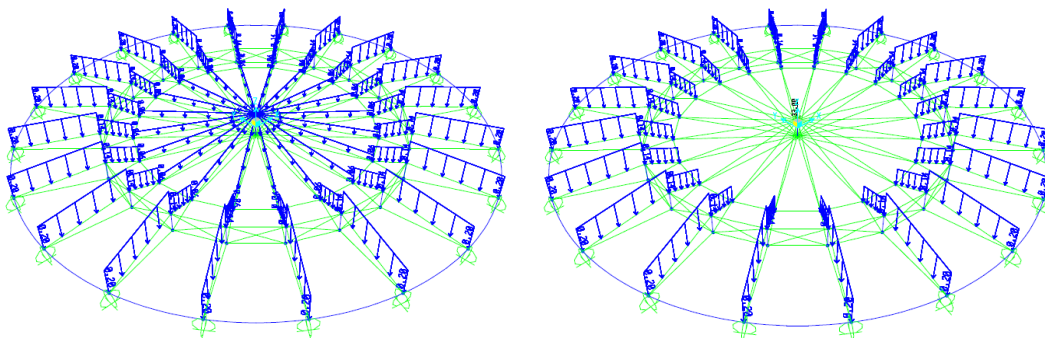


Figura 8. Acción de la lona en sus dos configuraciones

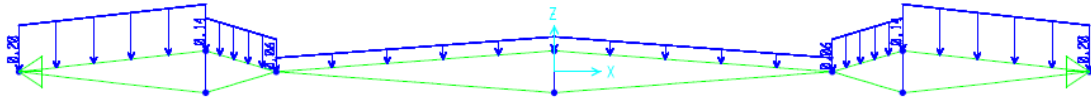


Figura 9. Peso de la lona sobre los cables radiales

Las cargas mostradas en la figura 10 corresponden a 5 bombas de achique utilizadas para la evacuación de pluviales en caso de estar cerrada la cubierta que se disponen repartidas sobre el anillo número interior y el motor de sistema retráctil que se dispone en el punto central de la cubierta.

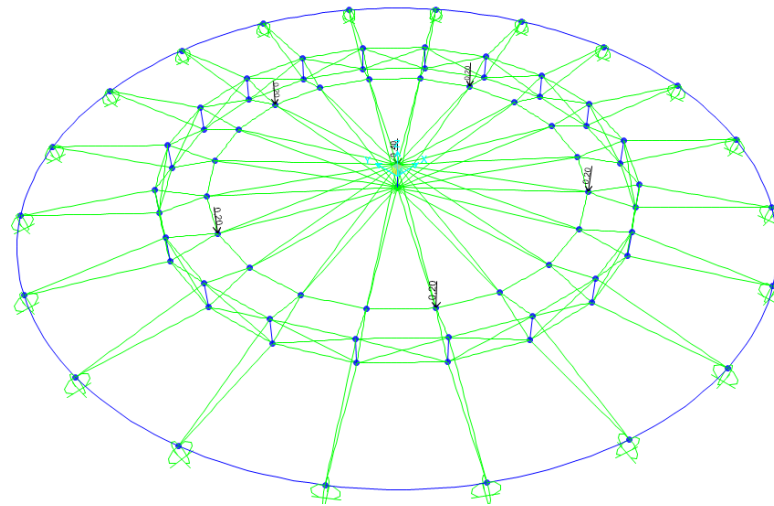


Figura 10. Cargas puntuales de los elementos fijos sobre cubierta

Pretensado

La fuerza de pretensado no es una carga impuesta por condiciones o acciones externas, sino que es una variable más utilizada en el proceso de búsqueda de forma y rigidez y en el dimensionamiento. A continuación se muestran las fuerzas de pretensado aplicadas en cada cable según el diseño final mencionado en apartados posteriores.

Cable	Sección	Pretensado(KN)
A	PV1220	600
B	PV1860	300
C	PV1110	800
D	PV1010	1000
E	PV720	1000

F	PV810	800
Anillo 1	PV640	1000
Anillo 2	4 x PV810	3000
Anillo 3	4 x PV560	3000

Tabla 2. Pretensado en los cables

Sobrecarga de uso

El valor de la sobrecarga de uso, según el apartado 3.1 del DB-SE-AE, para cubiertas ligeras, sin forjado y accesibles únicamente para conservación, es de $0,4 \text{ KN/m}^2$ en el sentido de la gravedad y repartida sobre toda la cubierta. La carga concentrada de 1 KN que recomienda introducir, no simultáneamente con la repartida, se considera irrelevante para este tipo de estructura tan simétrica. Al igual que en el caso de la lona o de todas las cargas que se distribuyen en superficie, la carga se reparte entre los cables radiales.

Nieve

Para el caso de la acumulación de nieve, se ha considerado que la cubierta permanecerá abierta siempre que las condiciones meteorológicas acarreen probabilidad de precipitaciones de este tipo, por lo tanto no se aplicará carga de nieve sobre la parte retráctil. Con esta condición se resta una carga importante sobre la cubierta y se elimina una probable zona de acumulación de nieve, entre los dos faldones de pendiente opuesta sobre el anillo interior.

El valor de carga de nieve por unidad de superficie (q_n) se calcula con la siguiente fórmula:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

siendo:

μ coeficiente de forma de la cubierta

s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

El valor s_k , depende del clima del lugar, por esto se escoge entre las capitales de provincia y ciudades autónomas en la tabla 3.7 del mencionado documento básico.

En el caso de Pamplona, con una altitud de 450 metros, su s_k es de $0,7 \text{ KN/m}^2$ y el coeficiente de forma en este caso es 1, al no tener ningún elemento que impida el deslizamiento y tener pendiente menor de 30 grados. Por lo tanto;

$$q_n = 1 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ KN/m}^2$$

Acción térmica

En este caso de carga se ha considerado que los elementos de la estructura quedan expuestos a la intemperie. Aunque exista una lona que cubra los cables y montantes, no se considera que esta sea un gran aislante térmico y de esta manera quedamos del lado de la seguridad.

El efecto de la acción térmica se obtiene a partir de la variación de temperatura media de los elementos. Se toma como temperatura de referencia la media anual o la temperatura a la que se construye y se compara separadamente con las extremas de verano e invierno.

Se considera que el montaje y tensado de los cables se ejecutará en invierno, puesto que es la época de menor actividad de la plaza y por tanto la temperatura de referencia estará alrededor de 7 °C.

Según el Anejo E del DB-SE-AE, las máximas en verano rondan los 42 °C y en invierno la mínima temperatura del viento es de -15 °C.

Como los elementos se consideran expuestos a la intemperie, la temperatura máxima de verano debe incrementarse debido a la radiación solar. En este caso como la superficie es blanca, considerado un color muy claro, el incremento es de 18 °C.

La acción térmica en verano viene definida por la siguiente expresión:

$$A.T.=\text{Temperatura máxima}+ \text{Radiación solar} - \text{Temperatura de referencia}$$

Y según los datos anteriores;

$$A.T.=42+18-7= 53 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

No se ha tenido en cuenta la acción térmica de la mínima invernal, puesto que la temperatura de referencia ya es muy baja y puesto que se considera una acción favorable en una estructura en la que el pretensado tiene una gran importancia con respecto a su estabilidad y rigidez.

Acumulación de agua en canalón

También se ha considerado la carga ocasionada por la acumulación de agua en el canalón que capta las pluviales caídas sobre el área que encierran los anillos de tracción externos cuando la cubierta está cerrada. Para esto se ha supuesto que las bombas serán capaces de achicar agua sin que llegue nunca a llenarse por completo el canalón y por tanto la carga aplicada es la del volumen del canalón lleno de agua.

Con una sección de 0,15 x 0,30 metros, el canalón es capaz de captar 45 l/m, lo que suponen 0,45 KN/m, pero teniendo en cuenta el posible fallo de alguna de las bombas, se aplicarán 0,5 KN/m, repartidos sobre el anillo de tracción interior.

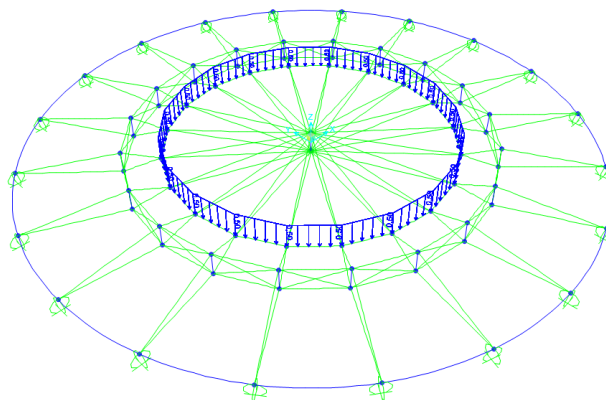


Figura 11. Carga de pluviales en canalón

Viento

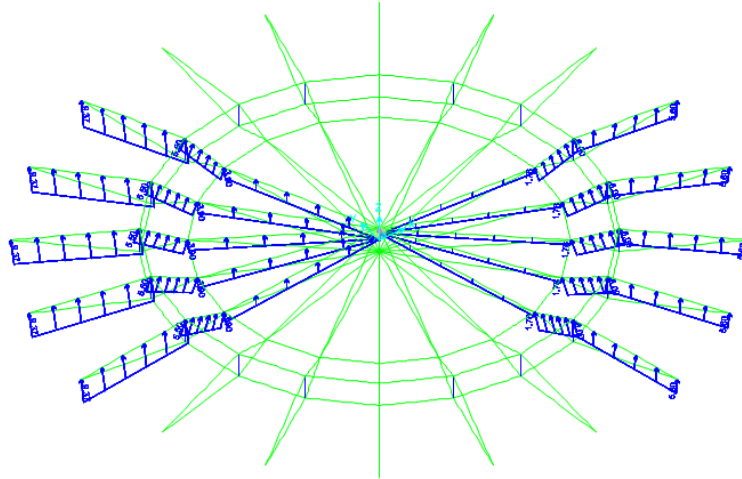


Figura 12. Acción del viento

La acción del viento se ha estudiado únicamente para una dirección, puesto que cualquier dirección tendría el mismo efecto sobre la cubierta debido a su simetría.

Teniendo en cuenta la forma troncocónica de los faldones fijos y la forma cónica de la parte retráctil, y que el viento incide en una única dirección sobre ellas, se decide dividir la estructura en 4 partes iguales, para que el viento solo ejerza fuerza sobre dos de ellas opuestas. Se trata de simplificar la distribución irregular de presiones sobre una cubierta de este tipo (Ver figura 12).

El DB-SE-AE define a la acción del viento como una fuerza perpendicular a la superficie expuesta o presión (q_e), cuya magnitud se obtiene con la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

Siendo:

q_b Presión dinámica del viento, función del emplazamiento geográfico de la obra.

C_e Coeficiente de exposición, variable con la altura de la construcción y el grado de aspereza del entorno donde se ubique.

C_p Coeficiente eólico o de presión, dependiente de la orientación y la forma de la superficie respecto al viento.

La presión dinámica del viento en Pamplona, Zona C, según el Anejo D del DB-SE-AE, es de 0,52 KN/m².

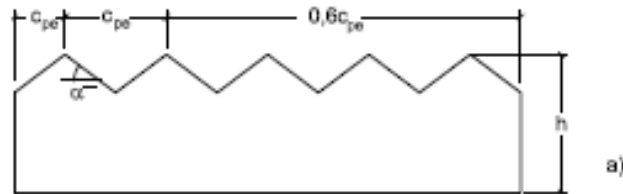
$$q_b = 0,52 \text{ KN/m}^2$$

El coeficiente de exposición, según la tabla 3.3, al ubicarse en zona urbana general y estar la estructura a una altura media de 20 metros, obtiene un valor de 2,3.

$$C_e = 2,3$$

El coeficiente de presión que afecta a cada uno de los tramos de la cubierta, al no estar incluido este tipo de cubierta en el Anejo D, se obtiene por analogía a cubiertas múltiples, siguiendo el apartado *D.7 Cubiertas múltiples* y consecuentemente el apartado *D.4 Cubiertas a dos aguas*, del anejo citado anteriormente.

El primero de estos apartados indica que los coeficientes se pueden tomar por cada par de faldones como si de cubiertas a dos aguas se tratase, pero con las indicaciones de la figura siguiente.



Por lo tanto al primero de los faldones se le considerará pendiente positiva y a todos los demás negativa, y a partir de la segunda cumbre, se multiplicará por 0,6 el coeficiente marcado por la tabla D.4 resumida en la figura 13.

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6

Figura 13. Tabla D.4 del Anejo D. Acción del viento

Para simplificar el cálculo de estos coeficientes y viendo la escasa similitud entre la cubierta que nos ocupa y esta, se ha decidido tener en cuenta solamente las zonas H e I, que se encuentran en la parte central de los faldones.

A continuación se expone una figura en la que se asigna un número a cada faldón, para aclarar los resultados definitivos expuestos en la tabla 3.

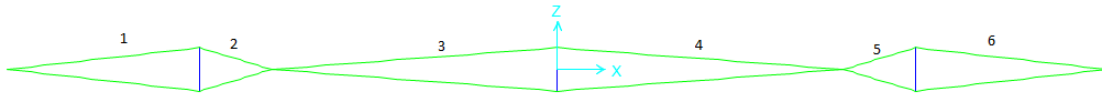


Figura 14. Numeración de faldones

Tramo de cubierta	Pendiente (°)	Zona	Cp	qe (KN/m2)
1	6,41	H	-0,6	-0,7176
2	-16	I	-0,5	-0,598
3	-4,4	H	-0,8	-0,9568
4	-4,4	I	-0,36	-0,43056
5	-16	H	-0,54	-0,64584
6	-6,41	I	-0,36	-0,43056

Tabla 3. Acción del viento sobre los diferentes faldones

Cabe destacar que debido a la escasa pendiente de los faldones de la cubierta, las cargas debidas al viento son todas de succión y por lo tanto tenderán a levantar la estructura.

Combinación de acciones para la comprobación del Estado Límite Último

El valor de cálculo del efecto de las acciones (E_d), que se comparará con el valor de cálculo de la resistencia de los elementos estructurales (R_d) para verificar la capacidad resistente de la estructura, se determina mediante la combinación de acciones a partir de la siguiente expresión:

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

Siendo:

γ Coeficiente de seguridad.

ψ Coeficiente de simultaneidad.

G_k Valor característico de las acciones permanentes.

P Valor del pretensado.

Q_k Valor característico de las acciones variables.

Por lo tanto se tiene en cuenta la acción simultánea del valor de cálculo de las acciones permanentes ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$), una acción variable en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot$

Q_k) y el resto en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_Q \cdot Q_k$).

Se deben hacer tantas combinaciones como acciones variables existan, poniendo cada vez una de ellas como predominante en valor de cálculo.

A continuación se expone una tabla en la que aparecen todas las combinaciones de acciones que se han tenido en cuenta para garantizar la resistencia de la estructura. En ella aparecen los coeficientes de seguridad y coeficientes de simultaneidad adoptados para cada acción (columnas) dentro de cada combinación (filas), obtenidos de las tablas 4.1 y 4.2 del DB-SE. Las celdas en blanco significan que la acción es incompatible con la acción variable predominante.

	Peso propio	Lona	Lona plegada	Nieve	Temperatura		Acumulación de pluviales		Viento		SCU		
	γ	γ	γ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
ELU.SCU	1,35	1,35						1,5	0,5	0	0,6	1,5	1
ELU.Nieve	1,35		1,35	1,5	1							1,5	0
ELU. Temperatura	1,35	1,35				1,5	1			0	0,6	1,5	0
ELU.Pluviales	1,35	1,35				1,5	0,6	1,5	1	0	0,6	1,5	0
ELU.Viento	1,35		1,35	0	0,5					1,5	1	0	0

Tabla 4. Combinación de acciones en ELU

Combinación de acciones para la comprobación del Estado Límite de Servicio

Para verificar la aptitud al servicio de la cubierta, solamente se comprobarán los desplazamientos verticales considerando la apariencia de la obra. Las posibles deformaciones en la cubierta no interfieren en el confort de los usuarios y tampoco afecta a ningún elemento constructivo como tabiques, pavimentos o falsos techos.

Por lo tanto, los efectos de las acciones se determinarán a partir de la combinación de acciones casi permanente, que sigue la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Esta tiene en consideración el valor característico de las acciones permanentes (G_k), y todas las acciones variables en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).

Según la tabla 4.2 del DB-SE, los coeficientes de simultaneidad casi permanentes (ψ_2) son igual a cero para todas las acciones variables que solicitan a la estructura, por lo tanto las flechas en la cubierta se comprobarán con las dos posibles configuraciones de peso propio en valor característico:

Combinación 1 ELS: Peso propio + Elementos fijos + Lona

Combinación 2 ELS: Peso propio + Elementos fijos + Lona plegada

Análisis

El análisis de la estructura se ha realizado en dos modelos distintos por agilizar el proceso de cálculo del programa y consecuentemente ahorrar en tiempo de trabajo para definir el diseño. En el primero de ellos analizaremos la parte de cables y montantes de la estructura, la cual requiere un cálculo estático no lineal y dejaremos para el segundo modelo el anillo de compresión que será analizado de manera convencional mediante cálculo estático lineal. Las reacciones en los puntos de apoyo del primer modelo, en los cuales se restringe los desplazamientos en las tres direcciones, se aplicarán como cargas puntuales al segundo modelo.

Modelo de cables y barras

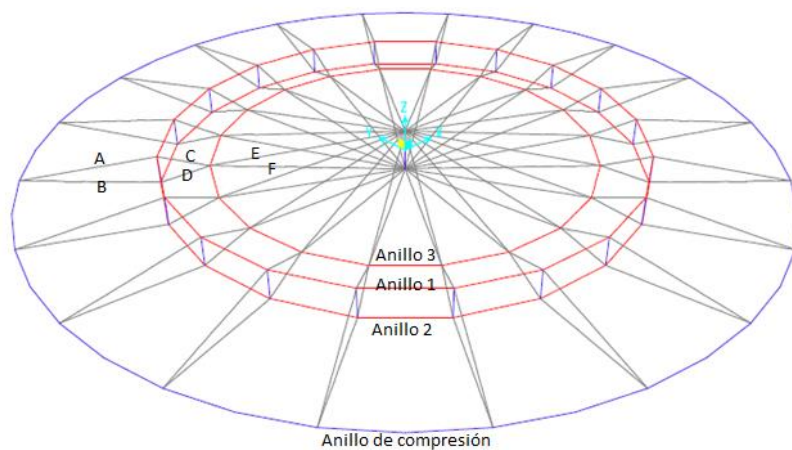


Figura 15. Geometría del modelo y denominación de los elementos que la componen.

Distribución de axiles sobre la estructura.

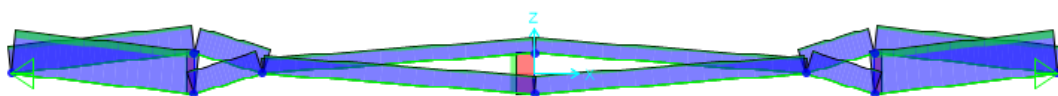


Figura 16. Distribución de axiles en sección radial

Como podemos observar en la figura 16, la distribución de esfuerzos frente a cargas gravitatorias repartidas sobre la superficie, como la nieve, la sobrecarga de uso o el peso de la lona, es simétrico respecto del eje Z, o montante central. Los esfuerzos crecen a medida que nos acercamos a la conexión con el anillo de compresión al igual que un pilar aumenta de compresión forjado tras forjado hacia la zapata. En este caso son los anillos de tracción los culpables de la diferencia de esfuerzos entre cables radiales contiguos.

En la siguiente tabla se detallan los esfuerzos axiles máximos en cada elemento frente a la

hipótesis de carga ELU.SCU:

Cable	A	B	C	D	E	F	Anillo 1	Anillo 2	Anillo 3	Montantes externos	Montante central
Esfuerzo axil	6045	9540	5320	4700	3285	4000	2920	17000	10800	-1740	-4030

Tabla 5. Máximos esfuerzos axiales

Podemos ver también, tanto en la figura 16 como en la figura 17, cómo los montantes, son elementos en compresión (en rojo), rodeados por una red conectada de elementos a tracción (en azul), tal y como definen varios autores mencionados en apartados anteriores a las estructuras tensegríticas.

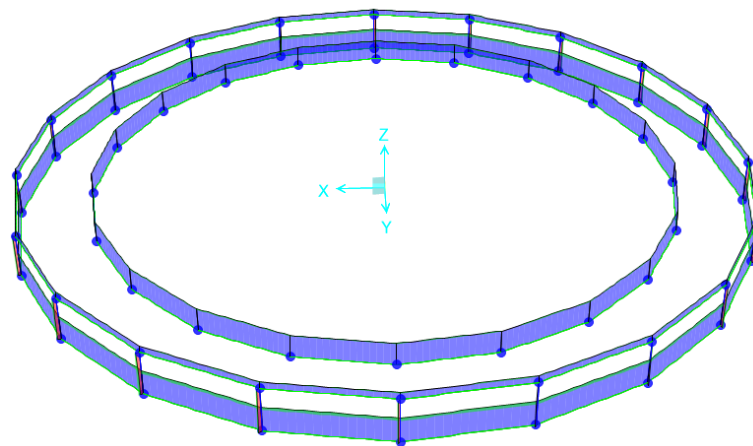


Figura 17. Axiles en los anillos de tracción

La figura anterior muestra la diferencia de tensiones entre los distintos anillos de tracción. El que sufre mayores esfuerzos es el inferior externo, cable número 2, con casi 17.000 KN, le sigue el interno con 10.800 KN y por último con gran diferencia es el cable número 1 que soporta aproximadamente 2.900 KN.

Como se mencionaba anteriormente, el esfuerzo en el anillo de tracción y en los cables radiales que se unen a él, están estrechamente relacionados. Entre el cable A y el cable C hay una diferencia de tracción de 725 KN, que tiran del anillo hacia el exterior y por tanto le aplican tracción, mientras que entre los cables B y D hay una diferencia de tracción de casi 4.850 KN, también favorable al cable exterior. Esto explica la diferencia de tensiones entre los anillos 1 y 2. Por otro lado entre los cables C y D, estirando hacia el exterior del anillo 3 y los cables E y F estirando de él hacia el interior hay una diferencia de esfuerzos de casi 2.700 KN, que concuerda también con la elevada tracción en este anillo.

Desde el punto de vista externo, el anillo 2, situado dos metros por debajo de la línea de anclajes, ejerce una fuerza horizontal y hacia el interior, que supone junto con los dos metros de brazo, un momento de eje tangencial al anillo de compresión de sentido hacia arriba. En

otras palabras, es el encargado de que la estructura mantenga la horizontalidad frente a las cargas gravitatorias y por esto mismo es el más solicitado.

Axiles contra momentos y cortantes (cables y anillo).

Las conexiones montante-cable se han modelado como rótulas, puesto que es una condición para el diseño de estructuras tensegríticas. Por esto es que los momentos resultantes en las barras son nulos al igual que en los cables, los cuales de ninguna manera transmiten momentos.

Los cortantes que existen en las barras son alrededor de 10 KN máximo, que comparados con los cerca de 4.300 KN de compresión que resiste el montante central, se suponen irrelevantes para en el análisis.

Reacciones.

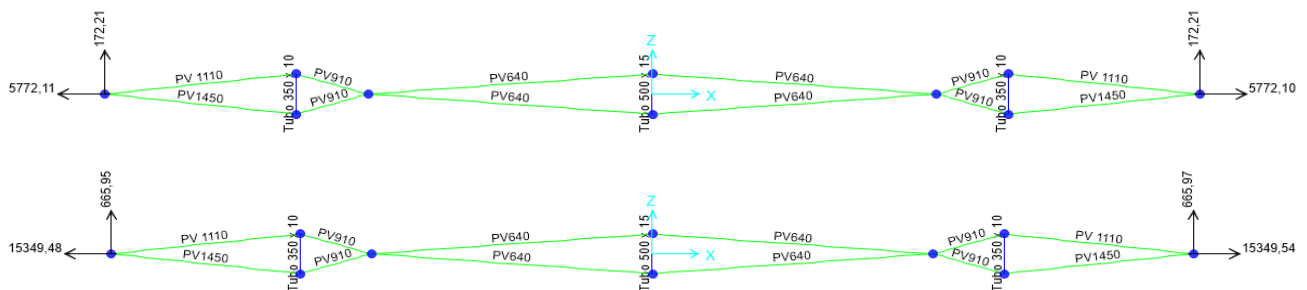


Figura 18. Reacciones en el modelo de cables y barras.

Como se ve en la figura 18, la reacción horizontal es mucho mayor que la reacción vertical, esto se debe a que es una estructura ligera, que consigue la rigidez con un estado tensional elevado.

El dibujo de arriba de esta figura corresponde a la estructura con su peso propio, los elementos fijos y la lona, sin ninguna carga actuando sobre ella. El de debajo corresponde a la combinación de carga más desfavorable, cuando la sobrecarga de uso es la variable predominante (ELU.SCU). Comparando estas dos se observa como las cargas gravitatorias además de sumar en la componente vertical de las reacciones, hacen que la componente horizontal también aumente en gran medida. Se aprecia un aumento no proporcional en las dos componentes, ya que gran parte de la tensión que origina la componente horizontal en el primer dibujo es impuesta simplemente para encontrar una forma estable en la estructura.

Deformaciones

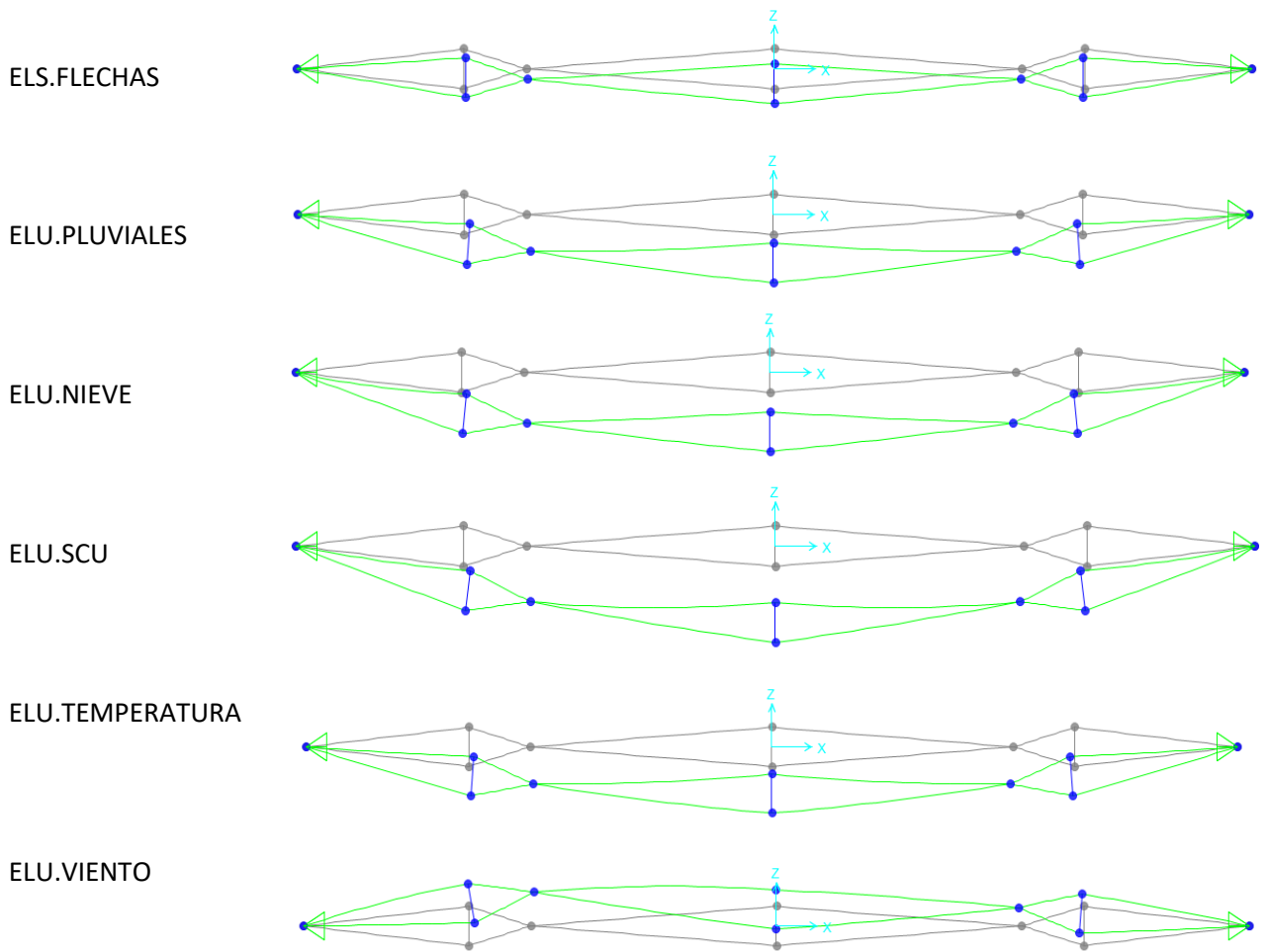


Figura 20. Deformadas en las distintas combinaciones de acciones

En la figura 20 aparecen las deformadas de los cables radiales para cada combinación de acciones. Las deformadas están todas escaladas en la misma proporción, exagerando los desplazamientos para hacer más visible el comportamiento de la estructura.

El mayor desplazamiento vertical del montante central (1,08 m) ocurre con la combinación de acciones “ELU.SCU”, correspondiendo también con los mayores esfuerzos axiales. Sin embargo la limitación de flecha viene impuesta por la combinación de acciones casi permanente “ELS. Flechas”, la cual está dentro del límite impuesto por el CTE para verificar la aptitud al servicio de la obra, correspondiente al caso de cubiertas no transitables y sin afección a elementos constructivos, que solo considera la apariencia de la obra.

La flecha límite impuesta es de 1/300, lo que sería igual a un desplazamiento vertical en el montante central, considerando los 102 metros de diámetro de la cubierta, de 0,34 metros. El desplazamiento existente frente a esta hipótesis de acciones es de 0,21 metros, por tanto se verifica que no se alcanza el Estado Límite de Servicio.

De todas las demás deformadas expuestas hay que decir que concuerdan a la perfección con el caso de carga predominante. Se puede ver por ejemplo contrastando la deformada de los casos “ELU. Nieve” y “ELU.SCU”. Ambos tienen una deformación similar en las dos primeras líneas de cables radiales, justo hasta el comienzo de la parte retráctil, pero en el caso de la nieve como acción predominante, el cable central superior no dibuja la catenaria que se ve en el mismo cable para el caso donde la sobrecarga de uso es predominante. Esto es debido a que la sobrecarga de uso se reparte por toda la cubierta, mientras la nieve solamente actúa en la parte fija.

Otro ejemplo de la correspondencia entre acción y deformada es el caso “ELU.Temperatura”. Aquí se observa como todos los cables se relajan y se comban, los que soportan carga, superiores, y los que no, haciendo que la estructura se deforme perdiendo horizontalidad.

Viento

La hipótesis donde la carga de viento es predominante es algo singular, ya que solicita a la estructura solamente en dos cuartas partes de su superficie y además las cargas (succión), tienen sentido contrario a todas las demás.

Esta combinación de cargas hace que la estructura pierda la regularidad en la distribución de esfuerzos, es decir que distintos cables radiales tengan distribuciones de esfuerzos bien contrastadas.

Esto se puede observar contrastando las leyes de esfuerzos axiales en los cables solicitados por la acción del viento y en cables no solicitados, como se hace en la tabla 6.

Cables	Axil descargado (KN)	Axil cargado (KN)
A	5190	5680
B	6720	6910
C	4130	4670
D	4005	4260

Tabla 6. Contraste de axiles entre cables solicitados y no solicitados por el viento

La tabla anterior muestra como en la zona de la estructura donde actúa la subpresión, los cables inferiores (B Y D) sufren un incremento de tensión muy superior a los cables superiores (A y C). Fenómeno contrario al que ocurre cuando se aplican cargas gravitatorias.

Otra consecuencia, también relacionada con la comentada anteriormente, es la diferencia entre las reacciones verticales que originan los cables solicitados y los no solicitados. Como se puede observar en la figura 21, la subpresión hace que las reacciones verticales pasen a ser de sentido contrario en la zona de primera incidencia del viento y muy inferiores al resto en el cuarto perimetral opuesto. Este efecto también se puede ver en la deformada de uno de los cables solicitados (figura 20), donde la zona de mayor sollicitación, a la izquierda, se encuentra por encima de su posición original.

En cuanto a las reacciones horizontales que son las más importantes en magnitud, observamos

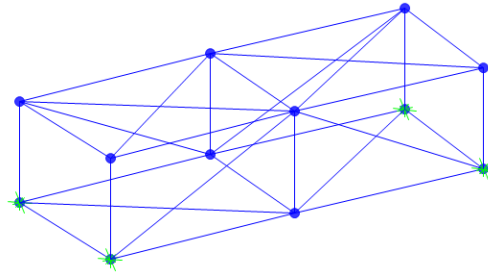


Figura 22. Segmento del anillo de compresión

A continuación se muestra cómo actúan las tracciones de los cables radiales sobre el anillo y sus valores de cálculo, en la hipótesis de combinación más desfavorable (ELU.SCU).

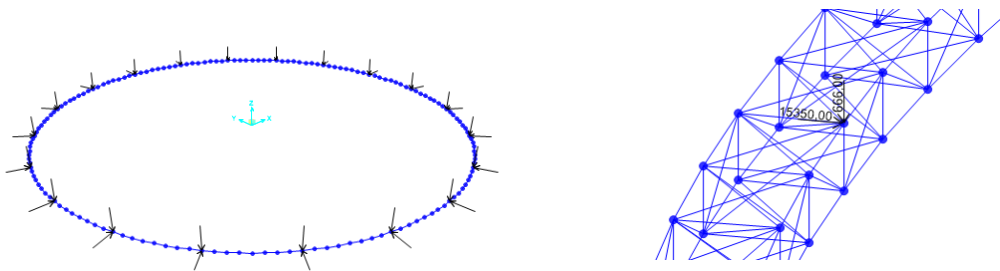


Figura 23. Acciones sobre el anillo de compresión

Distribución de esfuerzos sobre la estructura.

Para analizar estructuralmente el anillo de compresión, lo dividimos en 20 segmentos iguales, uno por cada carga puntual aplicada en sus secciones centrales. Cada uno de ellos tiene los mismos esfuerzos, reacciones y deformaciones.

Axiles:

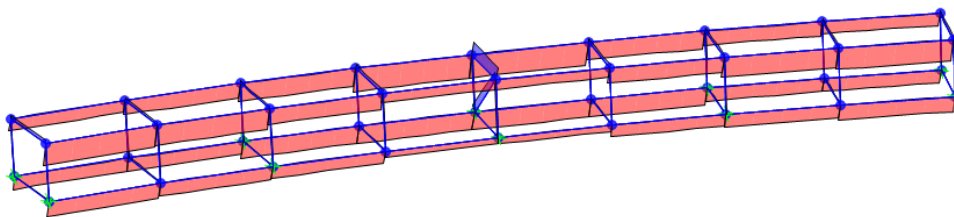


Figura 24. Axiles en anillo de compresión

El axil de compresión, lógicamente es el esfuerzo predominante y sus valores máximos se encuentran en los cordones longitudinales.

En la distribución de esfuerzos sobre cada cordón se aprecia una clara simetría respecto al punto de aplicación de la carga externa (sección central en la figura 24), en los cordones delanteros el axil aumenta a cada tramo que se aleja del punto mencionado, mientras que en

los cordones traseros el efecto es el contrario, el axil disminuye conforme aumenta la distancia.

La antisimetría en la distribución de esfuerzos entre los cordones delanteros y traseros concuerda perfectamente con los axiles de tracción en las barras horizontales de las celosías superior e inferior que van desde 7.040 KN en la barra contigua al anclaje hasta 1.380 KN en la más alejada.

Esto explica que las cargas son transmitidas casi directamente a la parte trasera del anillo por medio de la barra más traccionada en la figura 21, y que en la distribución en sentido tangencial, las diagonales y montantes de las celosías van transmitiendo las compresiones a la parte delantera.

Los mayores esfuerzos se localizan en los cordones superiores puesto que los anclajes se sitúan a esta cota (13.825KN cordón superior trasero), mientras que el cordón menos solicitado es el inferior delantero con 3.920 KN.

Cortantes y Momentos flectores:

La distribución de cortantes y momentos de eje horizontal es igual para los cuatro cordones. Se observa la misma simetría respecto a la sección del anclaje, pero en ambos casos la mayor parte del esfuerzo es resistido por las barras anexas a esta sección y las demás obtienen esfuerzos residuales.

El cortante máximo, situado en el cordón delantero superior es de 542 KN y el mayor momento flector, también en el mismo cordón, es de 840 KN·m, esfuerzos de mucha menos importancia que el axil, y mucho menores a los que solicitaban el cordón simple evaluado primeramente.

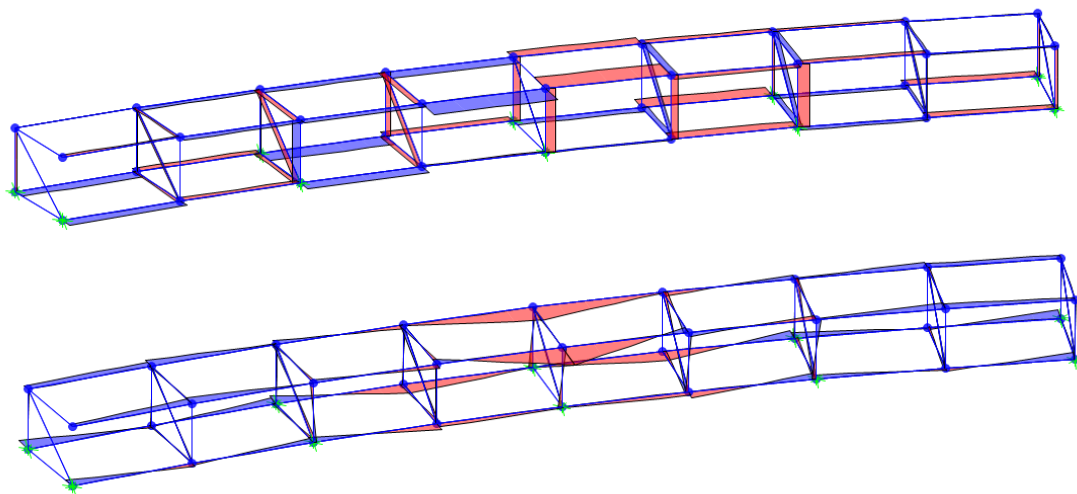


Figura 25. Cortantes (arriba) y flectores (debajo) de eje horizontal en anillo de compresión

Los momentos y cortantes de eje vertical tienen valores dos y tres veces menores a los anteriores y siguen una distribución uniforme a lo largo del anillo. Las cargas verticales no tienen influencia sobre ellos, ya que existe un apoyo justo debajo del punto de aplicación y el montante de esa sección lo transmite directamente.

Las diagonales de las celosías son generalmente solicitadas por esfuerzos axiales (tracción o compresión) y sus valores máximos también se encuentran próximos a la conexión de los cables.

Reacciones

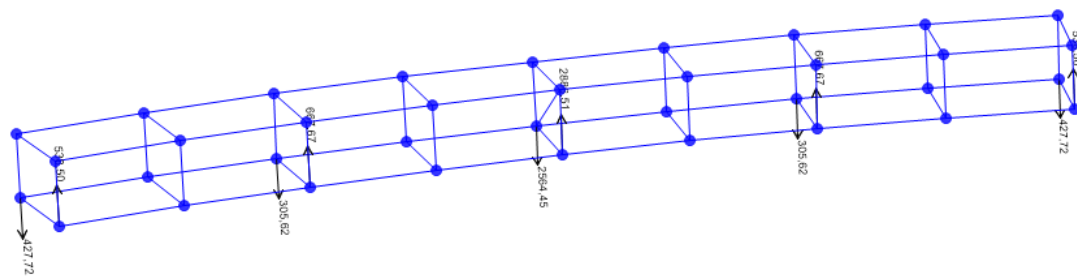


Figura 26. Reacciones en los apoyos del anillo de compresión

Las reacciones en los distintos apoyos del anillo sobre la estructura existente, también muestran claramente el punto de aplicación de acciones. Los valores son máximos en la sección central (2.564 KN hacia abajo y 2.886 KN hacia arriba) y van disminuyendo conforme se alejan de la zona de conexión.

Además, la ubicación de los anclajes de conexión entre los cables radiales y el anillo de compresión, es la responsable de reacciones de sentidos opuestos en las dos líneas de apoyo. Las cargas más relevantes son aplicadas en un plano horizontal un metro por encima del plano de apoyo, por lo que se crea un momento de giro hacia el interior, que es aumentado todavía más por la descentralización de las cargas verticales respecto a las dos líneas de apoyos.

Deformada

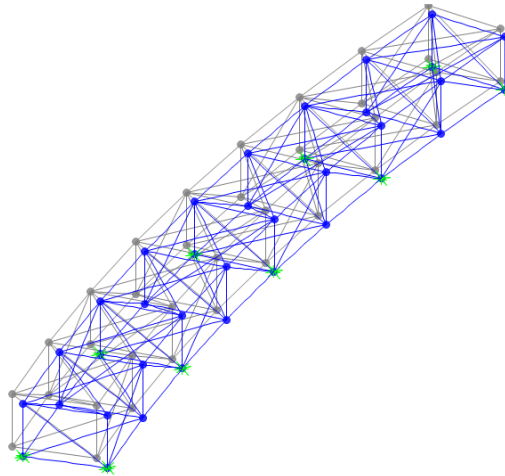


Figura 27. Deformada del anillo de compresión

Como se ve en la figura 27, las tracciones que los cables radiales transmiten al anillo de compresión, hacen que este tienda a desplazarse hacia el centro del mismo, contrayéndose de tal manera que pierde casi 10 centímetros de radio.

Dimensionamiento

El dimensionamiento ha sido realizado mediante el software utilizado para modelar y analizar la estructura (SAP2000).

El proceso consiste en un bucle de análisis y modificaciones, hasta verificar que la estructura resiste satisfactoriamente a las diferentes hipótesis de carga contempladas. A partir de la geometría obtenida tras el proceso *form finding*, vamos modificando los materiales de los elementos, las secciones de los elementos y el nivel de pretensado en cada cable, analizando posteriormente el efecto de estas modificaciones mediante un análisis estático, no lineal P-Delta, repitiendo el proceso hasta cumplir los criterios que se citan a continuación:

1. Criterio de servicio: Se debe verificar una flecha no superior al límite de $1/300$ impuesto por el CTE para justificar la aptitud al servicio. Estos requisitos están explicados en el apartado anterior *Acciones*, subapartado *Combinación de acciones para la comprobación del Estado Límite de Servicio*.
2. Criterio de resistencia de materiales: Las tensiones en los cables se situarán en la zona elástica de la curva característica del material. Y las barras se comprobarán según el Eurocódigo 3-2005 frente a cada una de las combinaciones de hipótesis de carga correspondientes a un Estado Límite Último. El procedimiento utilizado queda detallado en el Anejo 1. Cálculo y dimensionamiento.
3. Reacciones: Las reacciones en los 20 puntos de anclaje, en los cuales se restringen los movimientos en las tres direcciones, pasan a ser las cargas introducidas en el modelo

del anillo de compresión. Por lo tanto se buscará, mediante el dimensionamiento del primer modelo, minimizar estas reacciones que serán responsables de la magnitud del anillo y por lo tanto de las cargas sobre la estructura de la plaza.

Tras cumplir los criterios mencionados y definir los elementos que conforman el modelo de cables y barras, se pasa a dimensionar el anillo de compresión repitiendo el mismo proceso iterativo de análisis y modificaciones. En este caso se modifican las secciones y los materiales de cada elemento tras un análisis estático y lineal, ya que la tipología de celosías metálicas no tiene un comportamiento de grandes desplazamientos.

En el Documento N°2 Planos, quedan definidas las secciones utilizadas para cada elemento, cable o barra, de la estructura y los materiales y sus características mecánicas se encuentran definidas en el Anejo 1 Cálculo y dimensionamiento y también se mencionan en el siguiente apartado.

Descripción de la solución adoptada

Estructura tensegrítica

La estructura tensegrítica tiene la forma geométrica vista en el apartado “form finding”. Está compuesta por un anillo circular de compresión, tres anillos de tracción en distintos planos, una serie de veinte montantes verticales que flotan entre dos de los anillos de tracción, otro montante en el centro de la cubierta y una serie de cables tensados en dirección radial que conectados con los anillos de tracción y los montantes forman un volumen estable y permiten trabajar al conjunto con el sistema “rueda de bicicleta”.

La analogía con este sistema es bastante clara. Estructuralmente se puede definir la llanta de una bicicleta como un modelo constituido por un aro de tracción, otro de compresión y varios elementos sometidos a tracción radial, que hace que la rueda entera acabe convirtiéndose en una estructura funicular pretensada, donde los radios acaban trabajando a tracción sea cual sea su posición y carga.

Atendiendo al dimensionamiento visto en el apartado anterior, y con la ayuda de la figura 28 se describen a continuación con más detalle los elementos de la estructura:

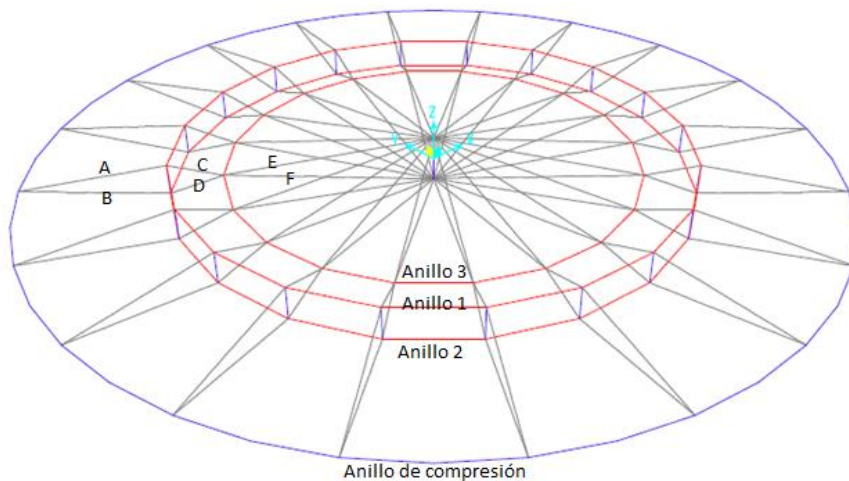


Figura 28. Composición de la estructura tensegrítica

Anillo de compresión:

El anillo de compresión, en azul en la figura 28, se monta sobre la parte alta de la andanada y queda anclado a las costillas en forma de Y de la estructura existente a través de dos pilares de acero en cada una, los cuales tienen permitido un giro parcial de eje tangencial a su circunferencia. El recorrido de esta rótula permitirá la deformación del anillo tras el tensado de los cables y durante la aplicación de las hipótesis de carga estudiadas.

Este elemento de compresión se materializa con cajón de sección rectangular, compuesto por celosías en sus cuatro paredes; una Cruz de San Andrés en el plano horizontal superior y las otras de tipo Warren. La forma anular es conferida por 80 segmentos rectos de 2 metros de

largo, 1m de altura y 1,5m de profundidad, que comparten la misma geometría. Se utilizarán un total de 2.100 barras de sección tubular cuadrada o rectangular de acero estructural S 355 laminado en caliente. Estas se montarán conformando segmentos en taller con uniones soldadas y uniendo los segmentos en obra mediante uniones atornilladas.

En el plano nº2 se detalla cada una de las secciones metálicas utilizadas en el anillo.

Anillos de tracción:

Los anillos de tracción, en rojo en la figura 28, se materializan con uno o varios cables unidos en paralelo. El número y sección de los cables utilizados se especifica en el plano nº1.

El anillo número 1 y el anillo número 2 tienen 33,2 metros de radio y pasan por los extremos de todos los montantes exteriores, el primero dos metros por encima del plano de apoyo y el segundo dos metros por debajo. El tercer anillo se sitúa en el plano de apoyo, tiene un radio de 26.5 metros y pasa por el nudo de unión de los cables radiales C, D, E y F.

Cables radiales:

Los cables radiales, definidos por una letra mayúscula en la figura 28, crean un sistema que se repite simétricamente hasta 20 veces, con una separación angular de 18 grados, para completar la estructura.

La unión de cables A-C y B-D comprimiendo los montantes exteriores, se encargan de dar volumen a la parte fija de la cubierta, mientras que los cables E-E y F-F al pasar por los extremos del montante central, crean la pendiente del faldón retráctil.

La siguiente tabla muestra las longitudes de los cables nombrados en la figura anterior y otras dimensiones como las distancias en el plano horizontal y las pendientes de la cubierta.

Cable	Longitud (m)	Proyección horizontal (m)	Pendiente e (°)
A	17,912	17,8	8
B	17,912	17,8	-8
C	6,992	6,7	-17
D	6,992	6,7	17
E	26,575	26,5	4
F	26,575	26,5	-4

Tabla 7. Dimensiones de los cables radiales

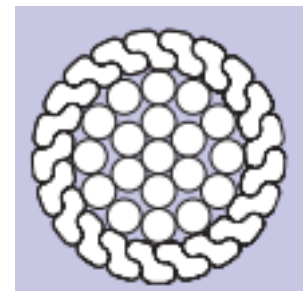


Figura 29. Sección tipo de los cables tipo PV

Para la elección de los cables, se utiliza el catálogo PFEIFER de tirantes estructurales, facilitado por la compañía J&P Técnicas de Anclaje S.L., cuyo enlace se encuentra en la bibliografía y donde se dispone de hasta tres tipos de cables con un gran rango de cargas admisibles y elementos de conexión diseñados para cada uno de ellos.

Se escoge el tipo de cables PV, cuya sección tipo se ve en la figura 29 y las características de cada sección escogida se pueden ver en el Anejo nº1 Cálculo y Dimensionamiento. Son cables

cerrados de acero de calidad no aleado, compuestos por un núcleo de varias capas de hilos redondos y tres capas exteriores formadas por hilos en z. Disponen también de un revestimiento GALFAN, el cual aplica una capa uniforme de 95% zinc y 5% aluminio en caliente a cada hilo. Estos consiguen un elevado módulo de elasticidad, alta resistencia a la presión superficial y elevada protección contra la corrosión debido a la superficie cerrada y el revestimiento.

Montantes:

Los montantes son perfiles metálicos de acero estructural S-355 y de sección tubular cilíndrica de 500 milímetros de diámetro y 15 milímetros de espesor para el central y 350 milímetros de diámetro y 10 milímetros de espesor en los externos.

Uniones:

Los nodos de unión entre cable y barra son rótulas que permiten el giro relativo entre los elementos conectados, pero que impiden el desplazamiento relativo entre ellos.

Por último, la geometría global tiene unas dimensiones de 8.170 metros cuadrados en planta y una altura máxima de cuatro metros, dos por encima de los apoyos.

Lona

La lona o membrana que se conecta a los cables superiores de la estructura antes descrita, encargada de aislar la plaza de las inclemencias climatológicas, es un tejido de fibra de vidrio reforzado con politetrafluoroetileno (PTFE), comúnmente conocido como teflón.

Una estructura de fibras de vidrio entrecruzadas en las dos direcciones aporta las características mecánicas a la membrana, mientras que la cubrición con la resina polimérica (PTFE) le proporciona protección y sellado.

La fibra de vidrio es resistente a los UV y tiene baja fluencia, pero es sensible a los efectos de la humedad. Por otro lado, el teflón es un material con casi nula reactividad con sustancias químicas, impermeable, con gran capacidad antiadherente y que soporta bien las diferencias de temperatura.

La unión de estos dos materiales, hace que este tipo de membranas sean idóneas para cubiertas de grandes luces. A continuación se presentan algunas de sus ventajas:

- Baja rigidez a la deformación, por lo que son muy adecuados para superficies en curvatura y fácilmente plegables.
- Conductividad térmica baja y buenas propiedades aislantes.
- La variación de temperaturas no influye en su vida útil.
- No inflamable en condiciones normales de fuego.
- Su propiedad antihadesiva es quizá su mayor virtud, al repeler el agua y la suciedad, siempre están limpias, lo que disminuye el mantenimiento.

- Durabilidad mayor de 25 años, no muestran envejecimiento o fragilidad por los UV.
- Translucido hasta un 25%, por lo que se consigue buena iluminación diurna.

Este tipo de membranas ya han sido utilizadas en numerosos proyectos de gran prestigio como: Millenium Dome en Londres, o el Estadio Olímpico de Berlín, dando muy buenos resultados.



Figura 30. Ejemplo de la membrana escogida. Millenium Dome (Londres)

La membrana se fijará a la estructura mediante un cosido continuo a lo largo de los cables radiales superiores y los anillos de tracción, con un sellado posterior en todas las líneas de empalme y sujeción.

La superficie total utilizada de este material es de 8.265 m².

Sistema retráctil

En la parte retráctil de la cubierta, se utiliza el mismo tipo de lona, pero esta vez es conectada a los cables radiales de manera distinta. En lugar de coser la lona a lo largo de los cables de manera continua, la membrana se conectará puntualmente a una serie de carros que se desplazan por los cables radiales superiores.

Cuando el techo está abierto, la membrana se mantiene compacta y doblada en el centro de la estructura, protegida a través de placas de policarbonato transparente.

La membrana se abre a través de carros de deslizamiento, accionados por motores que trabajan sincronizados y que son controlados automáticamente por una unidad central. Los motores recogen o estiran una silga que pasa por cada carrito y que está conectada con el último de ellos.

Es un sistema sencillo, de escaso mantenimiento, y relativamente barato utilizado en otras cubiertas, como la de la Plaza de Toros de Zaragoza o la de la fortaleza de Kufstein (Australia).



Figura 31. Ejemplo de cubierta de lona retractil en Kufstein (Australia)

Sistema de bombeo

El agua de lluvia que cae en el área que encierran los anillos de tracción 1 y 2, es dirigida por la pendiente de la membrana hasta un canalón dispuesto en la línea del anillo de tracción número 3. Este canalón entra en funcionamiento únicamente cuando la lona está cerrada, evitando por lo tanto la sobrecarga por acumulación de nieve o la entrada de elementos que pudieran bloquear las bombas o los conductos de evacuación.

Sobre el mismo canalón se encuentran cinco bombas de achique distribuidas uniformemente a lo largo de este. Estas bombas evacuarán el agua recogida en el canalón, impulsándola hasta la parte alta de la cubierta fija, desde donde circulará libremente sobre la membrana hacia el exterior de la plaza.

Procedimiento constructivo

A continuación se expone un procedimiento de construcción esquemático del montaje de la cubierta sobre la plaza de toros.

1ª fase:

Se desmontará la cubierta metálica existente y se descubrirá el forjado inclinado de la andana para llevar a cabo la conexión del elemento de apoyo entre la cubierta y la estructura de la plaza.

2ª fase:

Anclaje de la rótula de apoyo sobre la estructura y colocación de los pilares de apoyo del anillo de compresión.

3ª fase:

Montaje y colocación del anillo de compresión. Se conformarán segmentos de anillo en el taller, se izarán con la ayuda de grúas y se colocarán en su posición uniéndose a pilares y segmentos contiguos mediante uniones atornilladas.

4ª fase:

Montaje de cables y barras. En la siguiente figura se intenta ilustrar la secuencia de montaje y tensado la estructura tensegrítica.

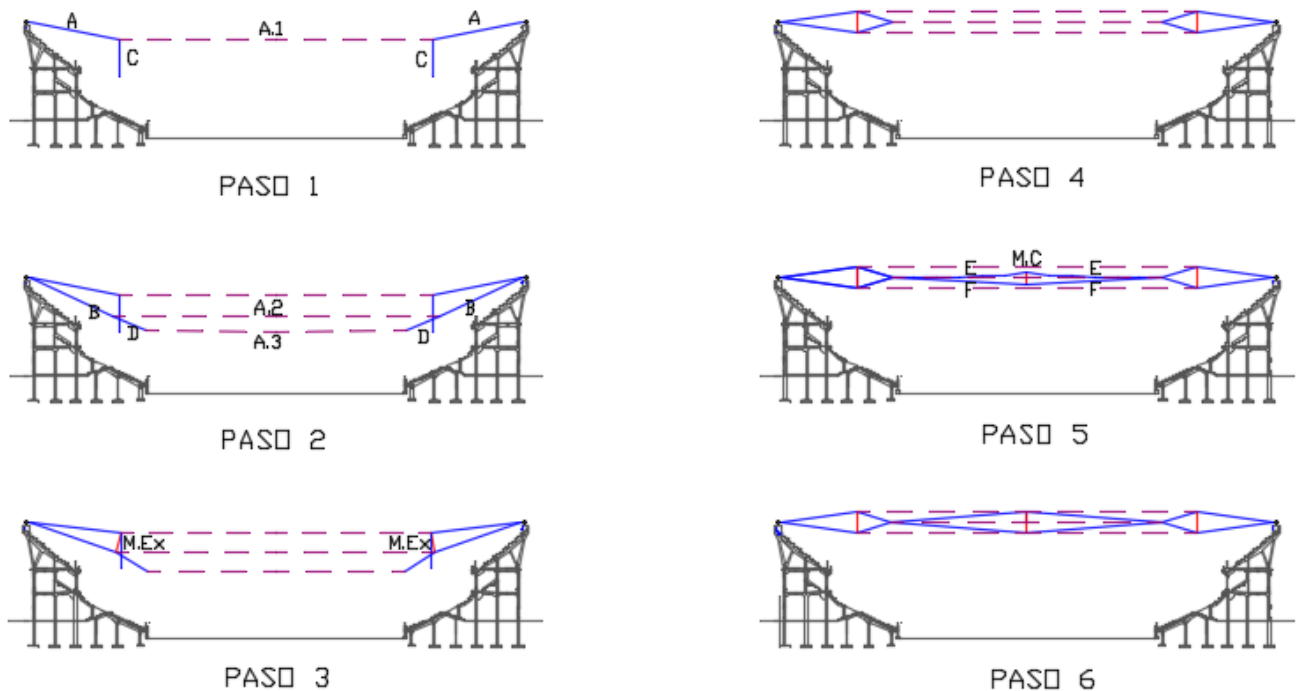


Figura 32. Secuencia de montaje de cables y montantes

Paso 1:

Izado y conexión de los cables A, a los que va conectado el anillo de tracción número 1 y a este los cables C. Esta acción se realizará al mismo tiempo sobre cables radiales opuestos, es decir toda la sección radial se elevará al mismo tiempo y seguirán un orden de manera que entre una sección y la siguiente exista la máxima separación angular posible.

Al final del paso quedará el anillo 1 colgando y de este colgarán los cables C.

Paso 2:

Se colocan sobre el tendido los anillos 2 y 3, el segundo de menor diámetro. Se conectan los cables B y D al anillo 2 y el otro extremo del D al anillo 3. Se eleva el extremo del cable B y se ancla al anillo de compresión al igual que en el paso 1.

Al final de esta fase quedan suspendidos los anillos de tracción 1 y 2 mediante los cables A y B y el anillo 3 cuelga del anillo 2 mediante los cables D.

Paso 3:

Se elevan los montantes externos con la ayuda de una grúa hasta el anclaje con el anillo 1 y después se conectan al anillo 2.

Paso 4:

Se eleva el anillo 3 hasta su conexión con el extremo suelto del cable C y se tensan los anillos mediante gatos hasta conseguir el tensado requerido para los cables A,B,C y D. Al final de este paso el primer elemento estructural está colocado y es autoestable.

Paso 5:

Se utiliza una grúa para elevar el montante central al que previamente se le han conectado todos los cables E y F. Los operarios con ayuda de elevadoras irán conectando los extremos de estos cables en sus anclajes correspondientes alrededor del anillo 3.

Paso 6:

El montante central está constituido por dos piezas tubulares roscadas la una a la otra. Utilizando esta rosca, el montante crecerá en altura para tensar los cables E y F hasta su tensión requerida.

Valoración económica

Presupuesto parcial nº 1 Demoliciones

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
1.1	M ²	Demolición de estructura metálica ligera autoportante de cubierta inclinada a un agua incluso cubrición de placas nervadas de chapa simple, incluidos caballetes, limas, canalones, remates laterales, encuentros con paramentos, etc, con equipo de oxicorte, sin afectar a la estabilidad de los elementos constructivos sobre los que se apoya, y carga manual sobre camión o contenedor. Incluye: Demolición del elemento. Fragmentación de los escombros en piezas manejables. Retirada y acopio de escombros. Limpieza de los restos de obra. Carga manual de escombros sobre camión o contenedor.			
Total m ²			3.685,000	25,56	94.188,60
Total presupuesto parcial nº 1 Demoliciones :					94.188,60

Presupuesto parcial nº 2 Estructuras

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
2.1	Kg	Acero laminado S355, en perfiles tubulares para estructuras espaciales, i/soldaduras, nudos, despuntes y dos manos de imprimación con pintura de minio de plomo electrolítico, y p.p. de piezas especiales y elementos de unión; montado y colocado, según NTE-EAE, CTE-DB-SE-A y EAE.			
Total kg			1.000.851,000	2,77	2.772.357,27
2.2	Kg	Acero en cable cerrado tipo GALFAN PV , incluso p.p. de terminales y conexiones galvanizados, montaje de los tirantes, tesado de los mismos y control del mismo mediante bandas extensométricas, completamente terminado. Protección contra la corrosión: Capas internas: Galvanizado en caliente con relleno Capas externas: Galvanizado GALFAN sin relleno Imprimación tipo Sigmacover 280 en todos los elementos galvanizados			
Total kg			172.740,000	14,58	2.518.549,20
Total presupuesto parcial nº 2 Estructuras :					5.290.906,47

Presupuesto parcial nº 3 Cubiertas

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
3.1	M ²	Membrana tejido fibra de vidrio con imprimación de PTFE de espesor 0,25mm y peso de 350g/m2, traslucida, ignífuga y antiadherente, incluso transporte y montaje en cubierta			
Total m ²			8.265,000	27,37	226.213,05
Total presupuesto parcial nº 3 Cubiertas :					226.213,05

DISEÑO DE UNA CUBIERTA RETRÁCTIL, CON ESTRUCTURA TENSEGRÍTICA, PARA LA
PLAZA DE TOROS DE PAMPLONA (NAVARRA)

Presupuesto parcial nº 4 Control de calidad y ensayos

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
4.1		Porcentaje del 2% en costes de control de calidad			
Total			1,000	173.389,17	173.389,17
Total presupuesto parcial nº 4 Control de calidad y ensayos :					173.389,17

Presupuesto parcial nº 5 Seguridad y salud

Nº	Ud	Descripción	Medición	Precio	Importe
5.1		Porcentaje del 5% en concepto de gastos en seguridad y salud			
Total			1,000	288.981,95	288.981,95
Total presupuesto parcial nº 5 Seguridad y salud :					288.981,95

Presupuesto de ejecución material

1 Demoliciones				94.188,60
2 Estructuras				5.290.906,47
3 Cubiertas				226.213,05
4 Control de calidad y ensayos				173.389,17
5 Seguridad y salud				288.981,95
Total.....:				6.073.679,24

Asciende el presupuesto de ejecución material a la expresada cantidad de SEIS MILLONES SETENTA Y TRES MIL SEISCIENTOS SETENTA Y NUEVE EUROS CON VEINTICUATRO CÉNTIMOS.

Bibliografía

Charalambides, JE (2004). Computer methods for tensegrity structures. University of Texas at Austin.

Gómez Jauregui, V (2007). Tensegridad: Estructuras tensegríticas en ciencia y arte. Servicio de publicaciones de la Universidad de Cantabria.

Estructura de cubierta del Estadio Maracanã / schlaich bergermann und partner [Maracanã Stadium Roof Structure / schlaich bergermann und partner] 12 jun 2014. Plataforma Arquitectura. (Trad. Vega, Valeria) Accedido el 5 Jun 2017.

Preciocentro.com. (2017). *Banco de precios online para edificación y urbanización*. [online] Available at: <http://preciocentro.com/base-de-precios> [Accessed Sep. 2017].

Five.es. (2017). *BDC CV 2016*. [online] Available at: <http://www.five.es/basedatos/Visualizador/Base16/index.htm> [Accessed Sep. 2017].

Generadordeprecios.info. (2017). *Generador de precios de la construcción. España. CYPE Ingenieros, S.A.* [online] Available at: <http://www.generadordeprecios.info/> [Accessed Sep. 2017].

Merefsa. (2017). *Bobinas de Tejido de Vidrio impregnado con PTFE*. [online] Available at: https://www.merefsa.com/productos/mallas-y-tejidos-de-vidrio-impregnados-con-ptfe/bobinas-de-tejido-de-vidrio-impregnado-con-ptfe_pid5.html [Accessed Sep. 2017].

Blanco Blanch, P. (2010). *Pretensado de columnas Tensegrity para el incremento de rigidez axil*. Máster Universitario en Tecnologías de la Arquitectura. Universidad Politécnica de Cataluña.

Fernández Rodríguez, A. (2017). *Arquitectura deportiva. Cubiertas simbólicas, experiencias memorables*. Trabajo Final de Grado. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

Puigoriol Forcada, J., Andrés Martínez, J., Reyes Pozo, G. and Menacho Solà-Morales, J. (2012). *DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA BASADA EN EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS PARA LA PROYECCIÓN DE ESTRUCTURAS TENSÉGRIDAS*. Universidad Ramón Llull.

Ayuntamiento de Pamplona. Web Oficial. (2017). *Datos de interés sobre Pamplona*. [online] Available at: <http://www.pamplona.es>. [Accessed May 2017].

Meteo Navarra. (2017). *Factores que influyen en el clima de Navarra*. [online] Available at: <http://meteo.navarra.es/climatologia/factores.cfm> [Accessed Jun. 2017].

www.feriadeltoro.com. (2017). *Feria del Toro*. [online] Available at: <http://feriadeltoro.com/> [Accessed May 2017].

Gamboa Cerezo, M. (2011). Estructuras tensegríticas: nueva tipología estructural para el siglo XXI. *Técnica Industrial*. [online] Available at: <http://www.tecnicaindustrial.es/TIFrontal/a-3733-estructuras-tensegriticas--nueva-tipologia-estructural-siglo-xxi.aspx> [Accessed Jun. 2017].