

## **SOLUCIONES ESTRUCTURALES CON MALLAS DE ASPENSIÓN**

**PEQUEÑO PABELLÓN DESMONTABLE**

**TFG – 1.3**

Tutor: José Sánchez Sánchez

Curso 2014/15

**Trabajo Fin de Grado**

Javier Romero Garduño

02/07/2015

## ÍNDICE

<b>1.- Abstracto</b> .....	pág.03
<b>2.- Objetivo y justificación</b> .....	pág.03
<b>2.1.- Introducción al trabajo fin de grado</b> .....	pág.03
<b>2.2.- Justificación de la propuesta de trabajo</b> .....	pág.04
2.2.1 Principios fundamentales de las estructuras Tensegrity.....	pág.04
2.2.1.1 Construcción de bloques básicos.....	pág.04
2.2.1.2 Equilibrio.....	pág.06
2.2.1.3 Propiedades estáticas y cinemáticas.....	pág.06
<b>2.3.- Objetivos</b> .....	pág.07
<b>2.4.- Descripción de los trabajos a realizar</b> .....	pág.07
<b>3.- Estado de la cuestión</b> .....	pág.07
<b>3.1.- Evolución histórica</b> .....	pág.07
3.1.1.- Tipologías .....	pág.08
3.1.1.1.- Simplex .....	pág.08
3.1.1.2.- Poliedros .....	pág.08
3.1.1.3.- Mallas de suspensión .....	pág.09
3.1.1.4.- Antecedentes .....	pág.10
<b>3.2.- Análisis de sistemas estructurales</b> .....	pág.11
<b>3.3.- Acercamiento a la situación actual</b> .....	pág.11
<b>4.- Metodología</b> .....	pág.20
<b>4.1.- Planteamiento general</b> .....	pág.20
<b>4.2.- Procedimientos e instrumentos utilizados</b> .....	pág.21
4.2.1.- Proceso de diseño de los modelos.....	pág.21
4.2.2.- Cálculo.....	pág.28
<b>4.3.- Criterios de análisis utilizados</b> .....	pág.28
<b>4.4.- Análisis e interpretación de resultados obtenidos</b> .....	pág.28
4.4.1.- Modelo 1.....	pág.28
4.4.2.- Modelo 2.....	pág.36

4.4.3.- Modelo 3.....	pág.45
4.4.4.- Modelo 4.....	pág.55
<b>5.4.- Estudio y análisis comparativo de los modelos.....</b>	<b>pág.61</b>
<b>5.5.- Futuras líneas de investigación .....</b>	<b>pág.64</b>
5.5.1.- Componentes de la estructura .....	pág.64
5.5.1.- Anclaje de la cimentación.....	pág.65
<b>6.- Bibliografía.....</b>	<b>pág.66</b>

## 1.- Abstracto

El propósito de este documento es realizar un estudio comparativo entre una estructura autotensada y una estructura de barras trianguladas con condiciones de partida similares, a fin de extraer conclusiones sobre las ventajas en la aplicación de las estructuras tensegrity para proyectos como los que se estudian.

En este trabajo se introduce el concepto básico de Tensegrity, su definición, clasificación y las realizaciones e investigaciones realizadas anteriormente. Más adelante se explica y estudia la tipología de estructura de suspensión, analizando mediante fichas proyectos realizados a fin de conocer la escala de la aplicación de estas estructuras en el marco arquitectónico.

Como metodología de estudio se propone la definición de una serie de estructuras de pequeñas luces que serán analizadas con programas de cálculo de elementos finitos a fin de extraer datos sobre el diseño y funcionamiento de estas. Se documentará el proceso de generación de los modelos así como las conclusiones del análisis de cada uno de ellos para al final realizar la comparación de uno de estos tres pabellones con una estructura de barras trianguladas y observar las diferencias entre ellos.

Como ampliación del trabajo se propondrá la investigación de soluciones constructivas concretas para el modelo de pabellón obtenido y para el apoyo con el terreno.

## 2.- Objetivo y justificación

### 2.1.- Introducción al trabajo fin de grado

En la estructura final a desarrollar, se trabajará con una variante de estas estructuras autotensadas, las estructuras de suspensión. Estas difieren de las anteriores en que precisan del anclaje a unos puntos exteriores que recogen las reacciones y que pueden estar situados en un anillo rígido. En cualquier caso definiremos primero el concepto de estructura autotensada para poder progresar hacia estos sistemas más complejos.

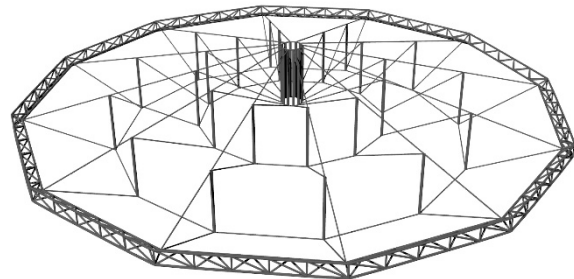
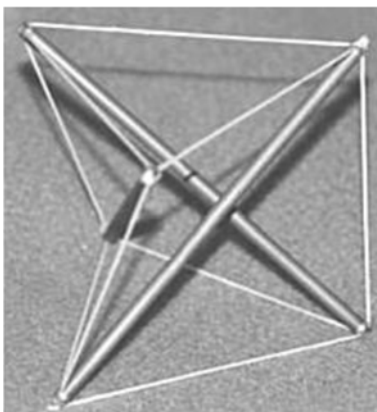


Figura 1.1: Esquema de malla de suspensión sobre arco de compresión

Se denomina tensegrity a conjuntos estructurales en los cuales las barras en compresión no tienen conexión entre sí o no tienen la suficiente estabilidad entre ellas y su geometría está garantizada por su unión mediante cables sometidos a un esfuerzo de pretensado.



La denominación la aportó Buckminster Fuller, quien a partir de unas propuestas escultóricas de Kenet Snelson desarrolló una completa metodología de generación a partir de unas unidades básicas contenidas en la patente americana 3169611, denominada "Continuous Tension, Discontinuous Compression Structures".

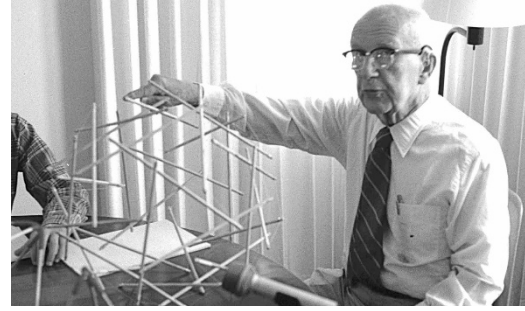
El mismo Fuller lo definió de esta manera: "El Tensegrity describe un sistema estructural cerrado compuesto por un conjunto de tres o más barras comprimidas con un sistema de tendones traccionados, las partes combinadas se soportan mutuamente de manera que las barras no se tocan entre sí, pero la presión aparentemente contra los nodos en el sistema tensional para rigidizar, la triangulada, pretensada, unidad de tracción y compresión. "[20]

El Tensegrity es un sistema relativamente nuevo (de 50 años de edad), que actualmente se encuentra en desarrollo. Tres personajes son considerados como los inventores del Tensegrity:

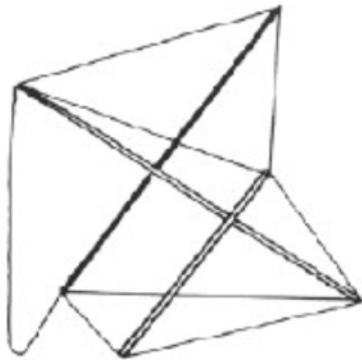
Richard Buckminster Fuller (USA-1962)

David Georges Emmerich (Francia-1964)

Kenneth D. Snelson (EEUU-1948).



Aunque los tres han afirmado ser el primer inventor, R. Motro menciona que Emmerich informó de que el primer sistema proto-tensegrity, denominado "Gleichgewichtskonstruktion", fue creado por Karl Ioganson (Rusia-1920). Después de que en 1976 Anthony Pugh de la Universidad de California (Berkeley), escribió su libro "An Introduction to Tensegrity", donde muestra y describe los diferentes modelos, además hizo una clasificación de las diversas tipologías existentes. [19]. Él describe tres modelos o patrones básicos, con los que las estructuras Tensegrity se pueden construir: un patrón diamante, un patrón zig-zag y un patrón de circuito. Esta clasificación se origina en la posición relativa de las barras, entre sí y los extremos de los cables [10].



**Escultura – estructura** por Ioganson.  
Ilustración extraída de Gengnagel (2002)

## 2.2.- Justificación de la propuesta de trabajo

### 2.2.1 Principios fundamentales de las estructuras Tensegrity

#### 2.2.1.1 Construcción de bloques básicos

Un prisma Tensegrity está compuesto por cualquier unidad estable tridimensional formada por  $p$  barras, con un polígono de cables de  $p$  caras en la cara superior y un polígono de cables de  $p$  caras en la cara inferior de la unidad. Aparentemente, Ioganson [21] [22], fue el primero en construir tal unidad de  $p=3$ , pero Snelson lo hizo popular de manera artística. Algunas variaciones de prismas Tensegrity serán utilizadas. La fotografía muestra un prisma Tensegrity mínimo regular de  $p=3$ , donde también vemos la imagen en planta del prisma en la siguiente fotografía. La palabra mínimo se refiere al uso del menor número de cables ( $3p$ ) para estabilizar, y el término regular se refiere al requerimiento que los polígonos en la cara superior e inferior deben ser paralelos y equiláteros (sin embargo ambas cara no necesariamente tienen el mismo radio).

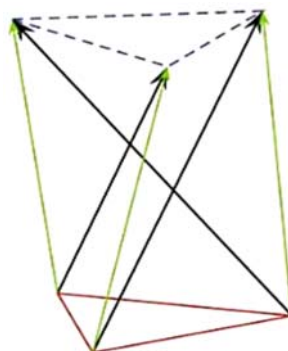
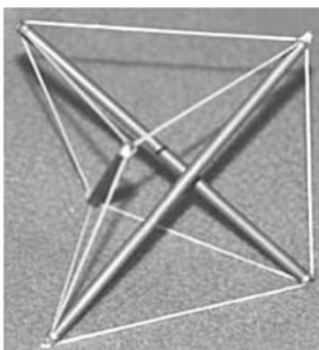


Figura 1.1: Perspectiva y diagrama del Tensegrity mínimo de mismo radio en cara superior e inferior.

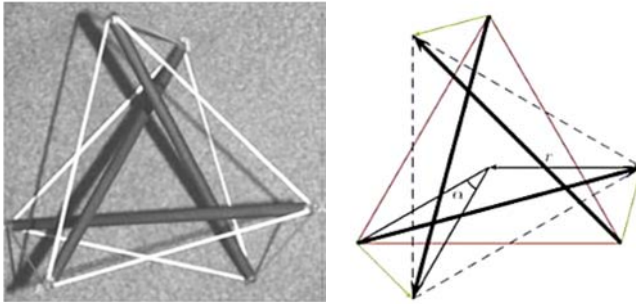


Figura 1.2: Vista superior de prisma Tensegrity de  $p=3$ . Se muestra su posición de equilibrio sin cargas externas con ángulo  $\vartheta=30^\circ$ . Las líneas rojas definen el triángulo inferior, las azules el triángulo superior, y las verdes son los cables que unen el triángulo superior con el inferior. Las líneas negras son las barras.

El prisma Tensegrity mínimo regular de la figura 2.2 contiene dos triángulos equiláteros, uno formado por tres cables en la cara superior y el otro formado por 3 cables en la cara inferior. Estos dos triángulos son paralelos pero no tienen el mismo radio (a pesar de generar esta figura). El resto de cables conectan los vértices del triángulo superior con los del triángulo inferior. Las barras (varillas metálicas) también conectan los vértices del triángulo de la cara superior con los de la cara inferior. En el caso sin fuerzas externas, con solamente el equilibrio de las 3 barras del prisma Tensegrity mínimo y regular el ángulo de giro entre la cara superior e inferior es de  $\alpha=30^\circ$ , y este hecho sigue siendo cierto independientemente del radio de cada polígono en la cara superior e inferior. Tal conclusión se basa en el siguiente resultado general, para cualquier elección de  $p$ .

Para cada prisma Tensegrity mínimo y regular compuesto por  $p$  barras, se deja que una carga externa de magnitud  $f/p$  se aplique en cada uno de los  $2p$  nodos perpendiculares del polígono de la cara superior del prisma (formado por  $p$  caras poligonales), donde se comprimirá el prisma y reducirá la altura. En ausencia de cualquier carga ( $f=0$ ) el prisma en equilibrio será únicamente  $\alpha = \pi/2 - \pi/p$ , como se menciona arriba. En presencia de algún tipo de carga externa, el prisma experimenta una rotación de valor  $\pi/2 - \pi/p \leq \alpha \leq \pi - 2\pi/p$ , donde el límite superior corresponde a la intersección de las barras  $p$  en el medio de la estructura. Las barras interfieren algo menos en el ángulo que  $\alpha = \pi - 2\pi/p$ , debido al espesor de las barras.

Los prismas Tensegrity mínimos y regulares pueden tener cualquier número de barras  $p \geq 2$ . Tienen polígonos regulares en la cara superior e inferior de  $p$  lados en planos paralelos. En un prisma regular, el mínimo número de cables necesarios para estar en equilibrio es  $3p$ , es decir 3 cables en la cara superior y 3 cables en la cara inferior, y 3 cables verticales. Un prisma de  $p$ -barras con  $3p$  cables es un prisma mínimo, pero no es un prisma regular. En el siguiente apartado discutiremos las propiedades de los prismas mínimos y regulares.

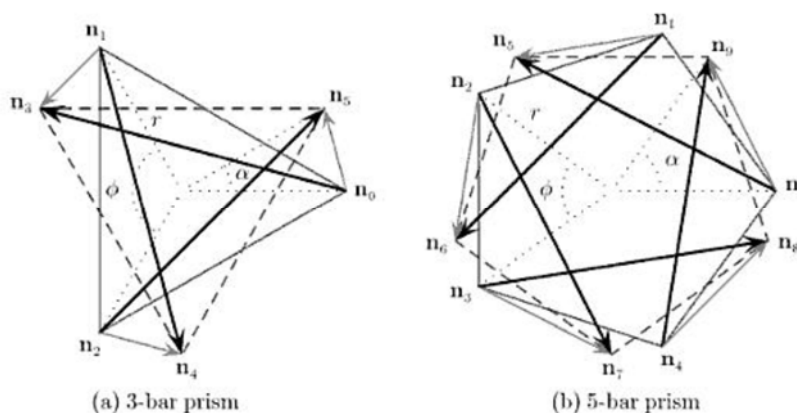


Figura 1.3: Vista en planta de un prisma mínimo y regular (con  $R_s=R_i=R$ )

Llamaremos  $R_s$  y  $R_i$  a los radios de los polígonos regulares de la cara superior e inferior del prisma Tensegrity de  $p$ -barras. La distancia que separa ambos polígonos será la  $H$  altura del prisma. El ángulo de rotación, formado por la proyección de los polígonos superior e inferior, lo llamaremos  $\alpha$ . El ángulo  $\varphi$  es el ángulo característico del polígono regular, definido como  $\varphi=2\pi/p$ . En los esquemas a continuación vemos  $R_s=R_i=R$  para  $p=3$  y  $p=5$ . Como se ha mencionado anteriormente, los prismas Tensegrity mínimos y regulares tienen  $p$  barras y  $3p$  cables.

### 2.2.1.2 Equilibrio

Aquí se presentan las relaciones fundamentales para el equilibrio del prisma Tensegrity auto-tensado sin cargas externas. Las derivaciones detalladas se encuentran al final del apartado.

Definimos  $\gamma_s$ ,  $\gamma_i$  y  $\gamma_v$  como las densidades de fuerza, la relación entre el valor de fuerza  $i$  la longitud, de los cables superior, inferior y verticales respectivamente, y  $\lambda b$  la densidad de fuerza de todas las barras. El hecho que todos los grupos de cables y todas las barras tengan el mismo coeficiente de fuerza es debido a la simetría que implica la regularidad del prisma.

Sin fuerzas externas, para el equilibrio, tenemos:

Donde  $\rho = R_s/R_i$  es la relación entre el radio superior e inferior. Observamos que el ángulo de rotación es  $\alpha = (\pi/2) - (\pi/p)$ , únicamente está definido por  $p$ . Por lo tanto, para  $p=3$ ,  $\alpha=30^\circ$ , para  $p=4$ ,  $\alpha=45^\circ$ , para  $p=6$ ,  $\alpha=60^\circ$ , las cuales son relaciones conocidas [CB98: R. Connelly and A. Black. Mathematics and tensegrity. American Scientist, 86:142-11, 1998].

Las formulas superior es escalable en el sentido que  $\lambda b$  y la unidad geométrica  $(H, R_i)$  o  $(H, R_s)$  pueden elegirse arbitrariamente sin afectar al equilibrio. Si aumentamos  $\lambda b > 0$  aumenta el nivel de pretensado de la unidad. Vemos como todas las  $\gamma$  son positivas si  $\lambda b > 0$ . En cuanto a la geometría, cambiando  $H$  y sabiendo  $R_i$ , simplemente se escala la fuerza de los miembros para que coincida la unidad geométrica. También vemos que  $\gamma_i = \rho^2 \gamma_s$ , de manera que, como se esperaba, los cables superior e inferior tienen exactamente las mismas fuerzas cuando los radios de los respectivos polígonos son iguales.

### 2.2.1.3 Propiedades estáticas y cinemáticas

El primer paso en el análisis de un conjunto de barras es la determinación de su estática y las propiedades cinemáticas. Considerando la posibilidad de un mástil Tensegrity de  $n$  módulos con  $p$  barras por módulo, construidas según el esquema anterior. Contando el número de nodos y barras en el mástil,

$$j(\text{nodos}) = pn$$

$$b = 2p(3n - 1)$$

Sustituyendo en las formulas anteriores y  $c$  (restricciones) = 6 en la regla extendida de Maxwell, los rendimientos,  $m$  (mecanismos internos) -  $s$  (estado de auto-tensado) =  $2v - 6$ , que son independientes del número de módulos  $n$ . Por lo tanto, bajo el supuesto de sólo un estado de auto-tensado,  $s = 1$ , el número de mecanismos es,

$$m = 2v - 5$$

Para la mayoría de las aplicaciones de la rigidez es importante, por lo tanto, los mástiles con tres barras por módulo son preferibles ya que tienen el menor número de mecanismos internos.

Otro aspecto es mantener el número total de barras bajo ya que comprende la mayor parte de la masa del mástil. Por lo tanto, uno podría pensar que los mástiles con dos barras por módulo sería mejor. Sin embargo, el examen más detenido de los mástiles con  $p=2$   $j=4n$  de acuerdo con lo anterior pero  $b=6(2n-$

1) en las caras inferior y superior, ahora sólo consistirá en un único cable cada una. La regla extendida de Maxwell de este mástil da un rendimiento de  $m-s=0$ , por lo tanto, el mismo número de mecanismos como el mástil de tres barras por módulo. Desde un punto de vista práctico, sería más difícil proporcionar sistemas de apoyo adecuados en la base, para este caso con dos barras por módulo. Los mástiles con tres barras por módulo tienen una base triangular, que puede ser fácilmente restringible. Se hace hincapié, por lo tanto, en los mástiles con tres barras por módulo.

### 2.3.- Objetivos

El objetivo del trabajo es, mediante el estudio y análisis comparado de dos modelos estructurales de pequeñas luces con condiciones de partida similares, concluir qué ventajas aportaría según unos criterios prefijados la construcción y desarrollo de estructuras de aspensión como sistema.

### 2.4.- Descripción de los trabajos a realizar

Los objetivos se alcanzan mediante la realización de un trabajo de comparación de diferentes modelos estructurales, tres modelos con cubiertas de aspensión de diferentes luces y geometrías a fin de establecer una base de información sobre el diseño de este tipo de estructuras y un último modelo de barras con características similares a una de las cubiertas anteriores a fin de extraer conclusiones referidas al peso, montaje y funcionamiento de la estructura.

## 3.- Estado de la cuestión

### 3.1.- Evolución histórica

La denominación Tensegrity la proporcionó Buckminster Fuller, quien a partir de unas propuestas escultóricas de K. Snelson desarrolló una completa metodología de generación a partir de unas unidades básicas contenidas en la patente americana 3169611, denominada "Continuous Tension, Discontinuous Compression Structures".

Su apariencia es enormemente sugestiva, puesto que las piezas más pesadas parecen flotar sostenidas por unos tenues elementos que de ningún modo semejan hacerlo.

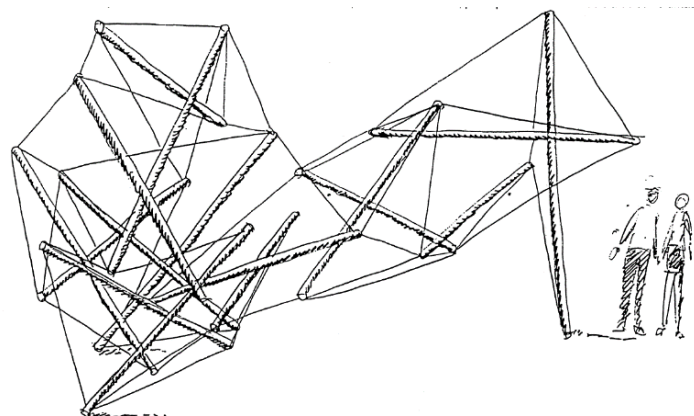


Fig. 1.—ESCULTURA DE KENET SNELSSON.

Buckminster Fuller fue quien realmente dio transcendencia a la invención a base de sistematizarla y experimentar en formas, desde las más sencillas "simplex" hasta las más complejas y a sus aplicaciones arquitectónicas como mástiles, tubos o cúpulas todos ellos realizados en la década de los 50.

A principios de los 60 Emmerich incorporó nuevas aportaciones a esta línea.

Al mismo tiempo, pero de manera independiente, David Georges Emmerich (Debrecen-Hungría, 1925-1996), probablemente inspirado en la estructura de loganson, comenzó a estudiar diferentes tipos de estructuras en forma de prismas de tracción y sistemas de tensegridad más complejos, que él llamó "estructuras tendues et autotendants", estructuras tensadas y autotensionadas. Como resultado, definió y patentó sus "autotendants reseaux", que eran exactamente el mismo tipo de estructuras que estaban siendo estudiados por Fuller y Snelson.



Muchos autores se han sentido cautivados por unas propuestas aparentemente sin utilidad y han avanzado en su análisis. Citamos además de los pioneros a Motró, Hanaor, Berger y Levy, aparte de otros que se han acercado tangencialmente con propuestas escultóricas, como Sánchez Cuenca.

Los Tensegrityts han sido durante cuarenta años un sueño estructural no realizado y casi parecían relegadas a la utopía cuando en sólo diez años se han materializado en toda su grandeza en algunas de las más osadas propuestas.

### 3.1.1.- Tipologías

#### 3.1.1.1.- Simplex

Los simplex fueron establecidos por Emmerich como resultado de tensar vértices alternados de un antiprisma de número creciente de caras. Con estas unidades es con las que se han creado algunas de las composiciones más conocidas. Dependiendo del número de caras del antiprisma pueden ir ampliándose. El mástil puesto en horizontal forma tubos.

La estabilidad de estas estructuras se consigue con la tensión simultánea de todos los cables equivalentes. Con la tensión aislada de un sólo cable el conjunto se deforma asimétricamente.

El cálculo de los simplex y su apilamiento es relativamente elemental con un programa que incluya esfuerzos de pretensado.

Con los simplex también se forman conjuntos superficiales, sobre todo planos y cilíndricos. En este sentido son bien conocidas las investigaciones de Motro mientras que las de Hanaor se desarrollan en formas esféricas.

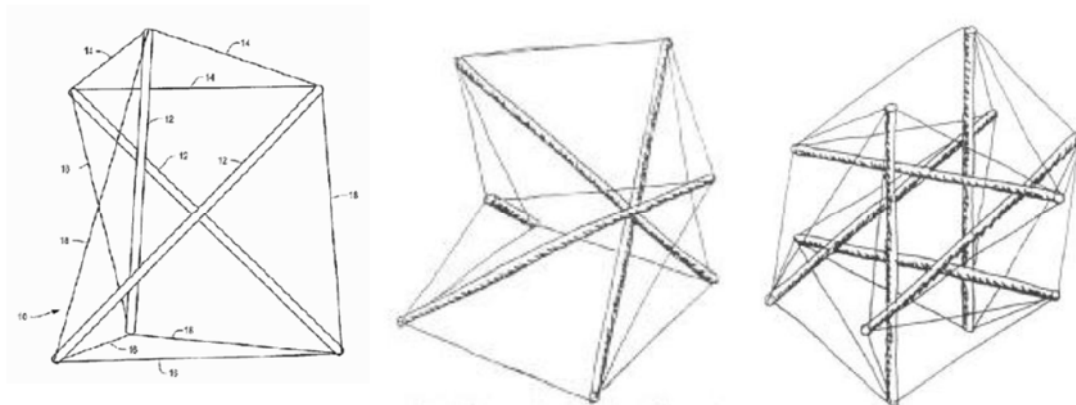


Figura 1.1: Modelos Simplex

#### 3.1.1.2.- Poliedros

Otra forma de construir Tensegrityts es a partir de poliedros de toda índole.

La figura más sencilla de este tipo es la que origina el Octaedro en que el unas barras que apuntalan vértices opuestos tienen un punto común central. Si el octaedro no es regular, este punto común desaparece.

A partir del octaedro expandido se crea una figura de seis mástiles enormemente rígida. Como la casuística es tan amplia Pugh ha planteado una clasificación que ayuda bastante a comprender la generación.

1) Configuración Rómbica: Se corresponde al patrón diamante. Su nombre responde al modo en que está construido, pues cada barra representa la diagonal mayor de un rombo cuyos cuatro lados son cables, quedando dicho rombo plegado siguiendo el eje definido por esa barra

2) Configuración en "Circuitos": Los componentes comprimidos está formados por grupos de barras, adyacentes una tras otra por sus extremos hasta cerrar un circuito. Se obtiene plegando totalmente los rombos generados por las varillas cables de la configuración rómbica, hasta cerrarlos y crear este nuevo patrón.

3) Configuración en "Zigzag" o "Tipo Z": Cuando tomamos como base un sistema rómbico, si los cables con cambios de posición de tal forma que formen una Z con tres tendones no alineados, se obtiene la configuración den "zigzag". Es importante remarcar que la sustitución de los cables ha de realizarse de forma coherente para preservar la estabilidad del sistema.

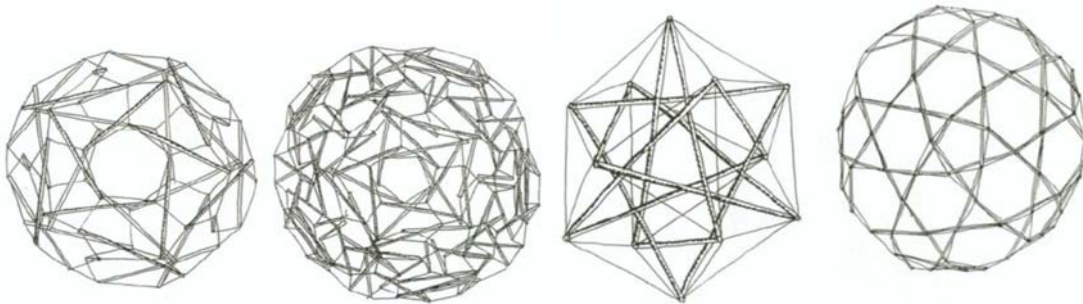


Figura 2.1: Modelos de Poliedros

### 3.1.1.3.- Mallas de suspensión

En 1974 Fuller patentó la denominada cúpula de suspensión en la que influyeron algunos de los siguientes ejemplos:

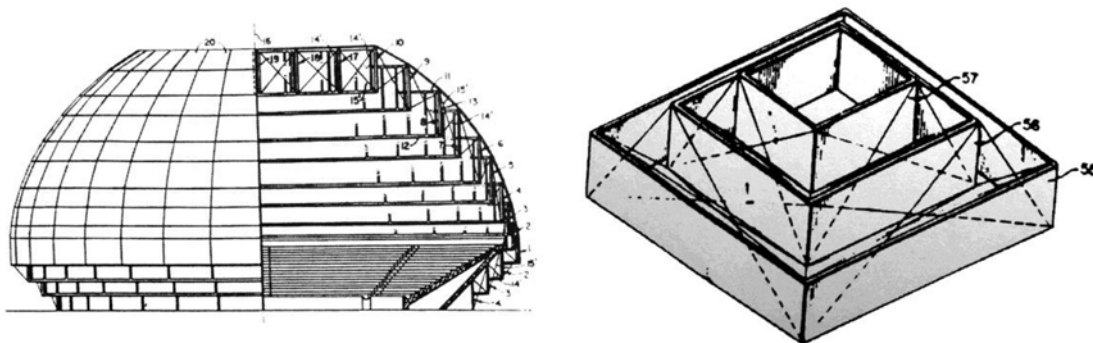


Figura 3.1: Primera cúpula y pirámide de suspensión de Fuller.

En realidad estamos ante unas celosías de cables y barras similares a las vistas anteriormente. Estas estructuras, que pueden no estar trianguladas, basan su rigidez en un estado de esfuerzos previos de autopretensan el conjunto y que, lógicamente, transmiten fuertes tracciones a los apoyos. La combinación espacial de estas celosías puede crear mallas capaces de cubrir grandes luces. La combinación espacial de las celosías planas da lugar a diferentes configuraciones de mallas.

Los siguientes ejemplos muestran otro tipo de celosía pretensada que permite un levantamiento de los elementos estructurales en el interior del recinto. Por eso se denomina de "aspensión". El cable inferior no cruza el vano cuando hacemos la composición espacial de las mallas, puesto que se convierte en un anillo.

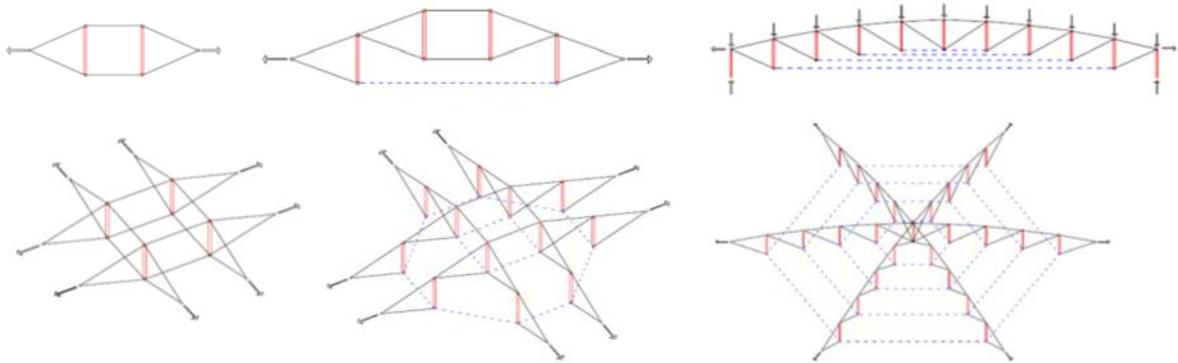


Figura 3.4: Mallas de aspensión

Las celosías compuestas como meridianos sobre un casquete esférico y sustituyendo los tirantes horizontales por anillos daría una estructura rígida, también desarrollada por Fuller como una estructura de doble capa.

Estas mallas tienen una gran versatilidad y permiten casi cualquier tipo de patroneado sobre cualquier otra superficie convexa.

#### 3.1.1.4.- Antecedentes

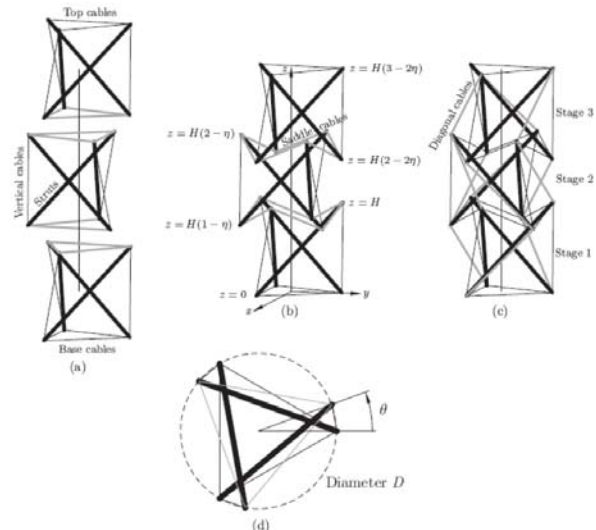
Desde la patente de Snelson EE.UU. "Estructuras de tracción continua y de compresión discontinua" de 1965, se han descrito estructuras Tensegrity de alta complejidad a partir de módulos simples. Una de estas estructuras es un mástil con tres barras por modulo.

Se conocen dos modos de generar columnas Tensegrity apilando módulos simples. El primer método es apilar prismas simples alternando giros hacia la derecha y hacia la izquierda, lo que permite que los módulos se superpongan. Este procedimiento genera columnas Tensegrity de Clase 1, que es el tipo de estructuras que Snelson utiliza para su obra (figura 4.2). El segundo método es apilar los prismas simples siempre hacia el mismo sentido, sin ninguna superposición, y donde se va transmitiendo la continuidad entre barras. Esto produce columnas Tensegrity de Clase 2. Fuller también presenta un mástil tetraédrico en su patente de 1962 Fuller, donde el mástil tiene barras que se conectan de un módulo a otro (figura 4.19). Tanto las columnas de Clase 2 como el mástil tetraédrico de Fuller son menos interesantes desde el punto espacial, ya que no potencian la discontinuidad de barras entre módulos, lo que las hace un poco menos impresionantes que las columnas Tensegrity de Clase 1.



Figura 4.1: Maqueta de columna tensegrity formada a base de apilar módulos simples.

Figura 4.2: Montaje de una torre Tensegrity de tres módulos de tres barras, con módulos Tensegrity básicos: (a) 3 módulos son (b) montados por sustitución de los cables de las bases con cables a modo de silla de montar y finalmente (c) la inclusión de cables diagonales para el pretensado de la estructura. La base superior de los módulos superior e inferior se gira un ángulo  $\alpha$  respecto de la base inferior. El módulo medio se gira en sentido antihorario con el mismo ángulo.



### 3.2.- Análisis de sistemas estructurales

A continuación se exponen algunos ejemplos tanto de estructuras para configuraciones escultóricas como fichas con información sobre construcciones y proyectos realizados con estructuras de suspensión en las que se analizan los datos más relevantes de cada proyecto.

#### 3.2.1.- Primeros modelos de Kenneth Snelson

El artista contemporáneo estadounidense Kenneth Snelson (1927 -) inventó las estructuras Tensegrity en 1948 desarrollando una asombrosa colección de obras de arte expuestas en museos y parques de todo el mundo. El tamaño y la fuerza de sus estructuras se logran con rígidos bastones y cuerdas a través de tracciones y compresiones.



Figura 1.1: Modelos de Kenneth Snelson

#### 3.2.2.- Aviario en el Zoo de Londres 1960-1963 (Frank Newby)

El Northern Aviary más conocido como el Snowdon Aviary es el más grande y espectacular de esta tipología. Se ubica en el rango de los típicos expresionistas del London Zoo junto al Pabellón del Rinoceronte y el de los elefantes. Esta construcción fue pionera por dos aspectos: es una gran estructura

tensionada y está hecha en aluminio. Es un temprano ejemplo de los aviarios con recorrido interno, su paisajismo está integrado con el sistema de circulaciones del Zoo de manera que el público pueda tener acercamientos al sistema de hábitats de las aves.

Fue diseñado por Frank Newby ante los requerimientos de un aviario con recorrido interno por la zona norte del Zoo cerca al canal de Regent para aprovechar la vista desde el canal y poder aprovechar al máximo el espacio interno flotante del aviario. Los modelos y cálculo se hicieron por computadora.

El aviario mide cerca de 45 m. por 63 m. con una altura máxima de 24 m. Como muchos de otros aviarios, la malla está hecha de metal. Los parantes de aluminio son tubulares y están en equilibrio con la ayuda de cables de acero.

Para el concepto estructural se partió de un esquema tensionado por medio del contrapeso de dos estructuras tetraédricas de acero que son erguidas por los tubos de aluminio. Sin la ayuda de los cables de acero que cubren la luz del aviario de extremo a extremo, los tetraedros simplemente se caerían. Son cuatro tetraedros con una altura de 17 m cada uno, son dos por lado y cuelgan por parejas de los puntales de aluminio. El puntal de aluminio se orienta en sentido inverso al de los tetraedros de manera que contrarreste la tensión de los cables que tiran para el extremo opuesto y se amarran de los otros dos tetraedros, los mismos que están suspendidos por otros dos tubos de aluminio. Los tubos de aluminio están articulados en la base por medio de pilares de concreto anclados al terreno natural.

Los cables estructurales miden 1" de diámetro y contienen a manera de bastidor a las mallas de metal que cierran el espacio del aviario. Cada malla mide de 3 a 6 m. de largo por 4 a 2 metros de ancho.

La circulación pública se orienta sobre la base de dos ejes centrales los mismos que se quiebran para permitir mejores perspectivas internas del recorrido, el mismo que se materializa en un puente de concreto con madera. El tablero del puente es usado como canal de agua para las diversas fuentes del aviario.

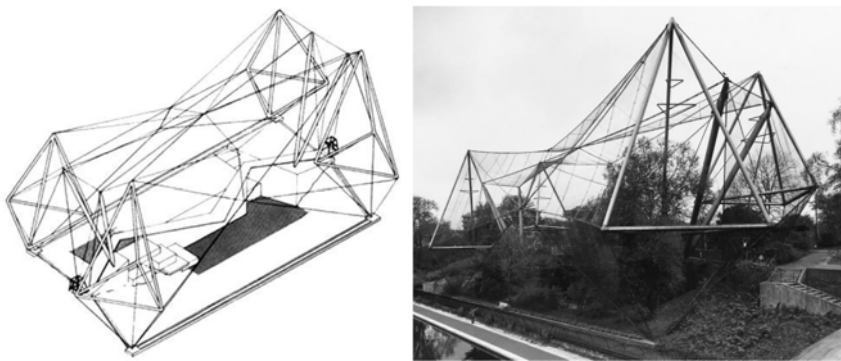


Figura 2.1: Aviario de Londres

### 3.2.3.- Pabellón de EEUU. Expo 67. 1967 (Buckminster Fuller)

Buckminster Fuller se prodigó en numerosos ensayos para diseñar cúpulas geodésicas Tensegrity y patentó alguno de sus trabajos relacionados con este tema. Sin embargo, la aplicación definitiva del Tensegrity a los diversos campos de la tecnología no fue tan satisfactoria como el inventor estadounidense hubiera deseado: nunca fue capaz de proyectar la cúpula Tensegrity que cubriera toda una ciudad, como preconizó que haría; y además se vio forzado por las circunstancias, principalmente económicas, a construir una “burbuja” de la Expo’67 en Montreal como una cúpula geodésica sin poder emplear los fundamentos Tensegrity que tenía previstos. Según Hanaor (1987), esta concepción formal puede aplicarse cuando las luces a salvar son relativamente pequeñas puesto a que a mayor radio, la curvatura decrece y por lo tanto los componentes comprimidos entran en contacto entre sí.

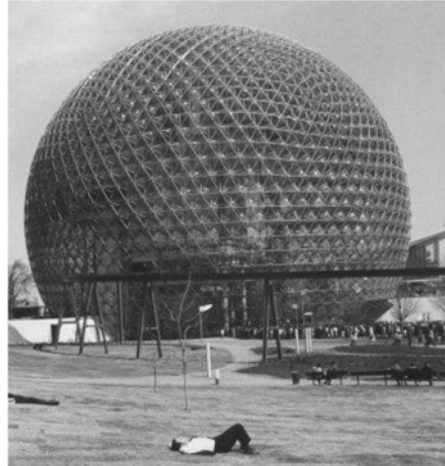


Figura 3.2: Cúpula Tensegrity de Fuller.

### 3.2.4.- THE CROWN COLISEUM

**Arquitecto/ Diseñador:** Geiger Engineers.

**Ubicación:** Fayetteville, North Carolina

**Año de realización:** 1994

**Tipología estructural:** Malla de suspensión con anillo de compresión circular y armadura cónica

**Luz máxima:** 99,7 m

**Descripción:**

En 1994, la Convention Authority of Cumberland County North Carolina, EE.UU., decidió construir un lugar de 13.000 asientos como una adición a su complejo de exhibición en la ciudad de Fayetteville. Los arquitectos del proyecto, Odell Associates Inc. de Charlotte, Carolina del Norte., desarrollaron una instalación con un plano de la sala circular. Se planteó una estructura de cubierta a modo de malla de suspensión de geometría circular para ofrecer la mejor combinación de economía y características arquitectónicas. El techo opaco se combinó con la economía favorable del empleo de materiales convencionales y técnicas de construcción. El diámetro total de la taza de asiento de arena y por lo tanto el techo es de 99,7 m, el techo tiene 3 aros de tensión y la cubierta está segmentada en 18 radios en forma de secciones.

El sistema de malla de suspensión es intencionalmente "indeterminado" a fin de aprovechar la redistribución geométrica de las cargas no uniformes. La disposición de los elementos, cables y barras se modificó un poco en este diseño. El anillo de compresión perimetral es una armadura cónica. Los paneles del techo siguen la superficie creada por los cables. Las diagonales exteriores pasan a través de la superficie del techo donde puede anclarse a la cuerda superior del anillo de la armadura. El vínculo más externo de la cresta del cable se extiende desde la parte superior del mástil a la cuerda inferior de la armadura de compresión del anillo a fin de que los cables de cresta y las diagonales exteriores terminen en un panel de puntos sobre la armadura en anillo.

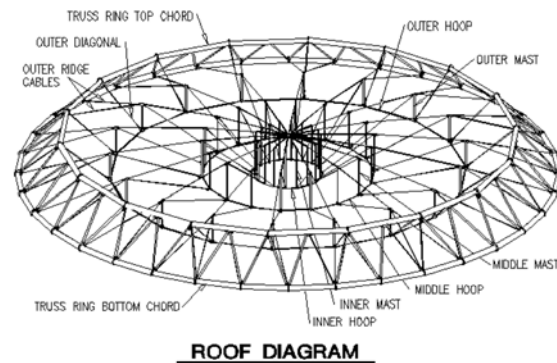
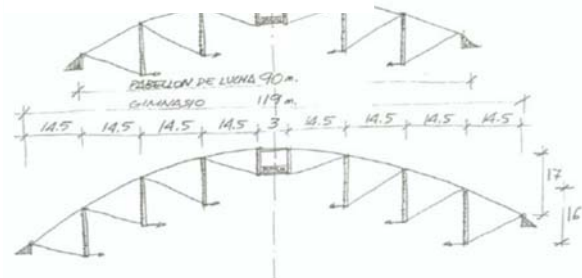


Figura 3.8: Crown Coliseum



### 3.2.5.- CONJUNTO DE SEÚL PARA LAS OLIMPIADAS

**Arquitecto/ Diseñador:** Geiger Engineers.

**Ubicación:** Seúl

**Año de realización:** 1986

**Tipología estructural:** Malla de suspensión base circular

**Luz máxima:** 90 m- Pabellón de la lucha 119 m- Gimnasio

**Descripción:** Las cubiertas que abrieron este abanico de posibilidades son las planteadas por Geiger para las olimpiadas de Seúl en 1986. En el pequeño pabellón de la modulación para conseguir dos dimensiones distintas. Los mismos cables con lo que se consigue una gran economía

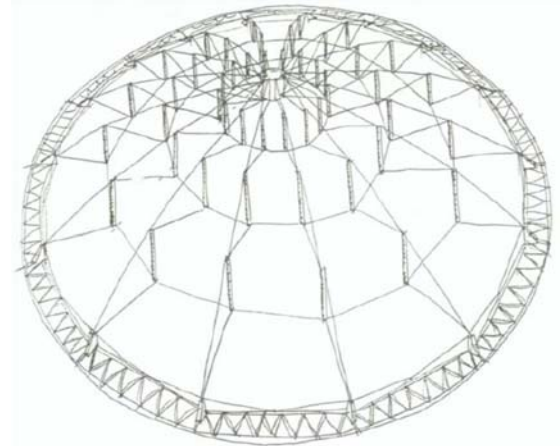


Figura 5.1: Esquema de las dos cúpulas de suspensión en Seúl

En cuanto al montaje se aprecia el proceso que empieza en "1" con los mástiles apoyados en el suelo y una pequeña tracción en la catenaria. El conjunto se va tensando mediante la aplicación de fuerzas en los paralelos desde los exteriores hasta los centrales.

En "6" se parecía cual es el estado de los esfuerzos por estabilización del pretensado. En "7" y "8" se ven los esfuerzos que desarrollan las acciones de nieve o viento. De "6", "7" y "8" estableceremos las combinaciones adecuadas de esfuerzos para el dimensionamiento final. En el caso del pabellón de Lucha los esfuerzos son los mismo descontando el último anillo en que aparecen las barras "e" y los cables "a" y "j".

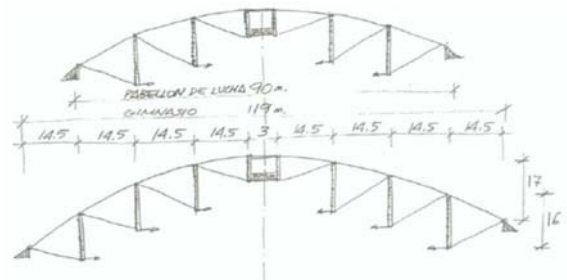
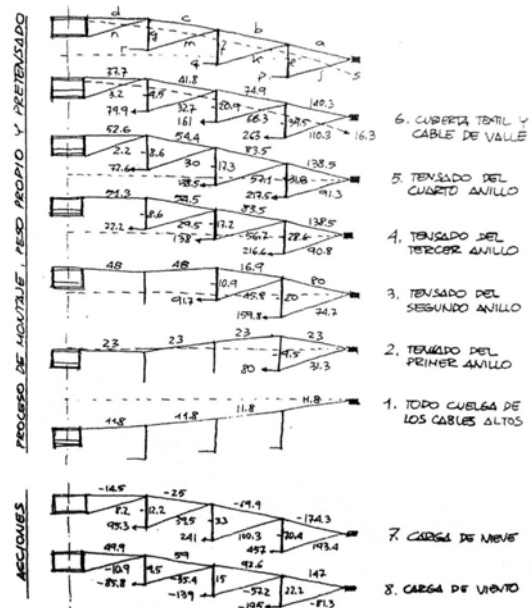


Figura 5.2: Esquemas del gimnasio

El pabellón grande tiene una capacidad de 15000 espectadores sentados y la estructura está formada, además de un fuerte anillo de borde en celosía de perfiles de acero por mástiles flotantes  $\varnothing 680\text{mm}$  y cables continuos.

Figura 5.3: Esfuerzos de montaje y finales





### 3.2.6.- SUNCOAST DOME

**Arquitecto/ Diseñador:** Geiger Engineers.

**Ubicación:** S. Petersburgo, Florida.

**Año de realización:** 1990

**Tipología estructural:** Malla de suspensión sobre arco de compresión circular inclinado.

**Luz máxima:** 210 m

**Descripción:** Este caso es una extrapolación diseñada también por Geige en 1990 para cubrir un estadio de béisbol para 43000 espectadores sentados en 210m de luz libre sobre 34635 m<sup>2</sup>. La cubierta, en este caso, está tensada sobre un anillo de hormigón que sirve de deambulatorio superior del cerramiento con 5,5m de anchura. Este anillo está inclinado 6,5° y se apoya sobre 24 soportes de hormigón de entre 55m y 31m de altura, tanto como celosías convergen, radialmente desde el anillo hasta la clave.



Figura 6.2: Vistas Suncoast Dome

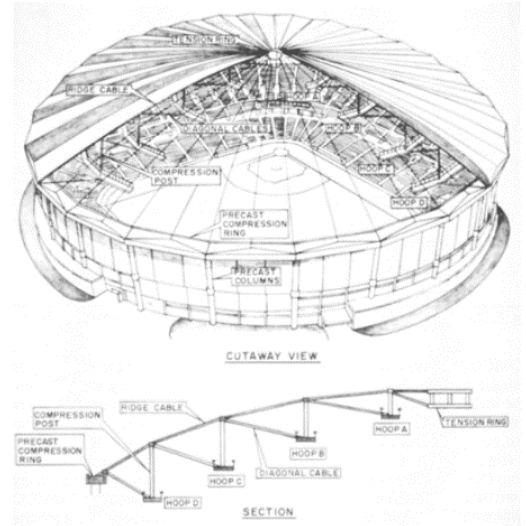


Figura 6.2: Esquema estructural Suncoast Dome

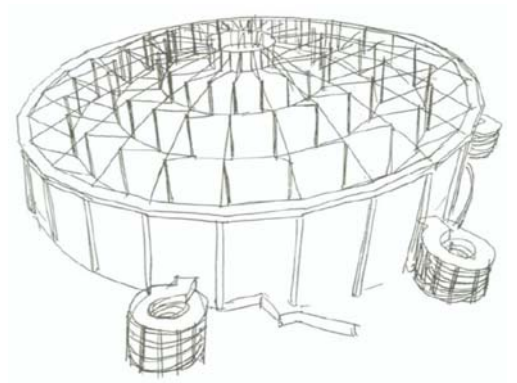


Figura 6.1: Alzado Suncoast Dome

### 3.2.7.- GEORGIA DOME

**Arquitecto/ Diseñador:** Matthys Levis

**Ubicación:** Atlanta, Georgia

**Año de realización:** 1996

**Tipología estructural:** Malla de suspensión de base elíptica

**Luz máxima:** 240 m

**Descripción:** En este caso, la cubierta tiene una malla de base elíptica de  $240 \times 193 \text{m}^2$  anclada a un anillo perimetral sobre 52 soportes. La cubierta tiene hacia el interior tres escalones, dando un facetado exterior rómbico, alabeado, que se cubrió con paños textiles en paraboloides hiperbólicos. El diseño es de Matthys Levy y las instalaciones se construyeron para los juegos olímpicos de Atlanta de 1996 y los mundiales de fútbol de 1994.

La estructura de esta envergadura está formada por elementos de grandes dimensiones y así las barras flotantes tienen hasta 24m de longitud y 0,6m de diámetro y los cables 100m de diámetro, procurando que, en los conectores del remate de las barras, con un peso aproximado de 2 toneladas, no concurrieran más de cuatro cables.

El proceso de montaje es bastante aleccionador de las ventajas que pueden tener este tipo de estructuras. En la fase 1 tenemos la malla superior de cables colgando libremente hasta apoyar en la pista. En la fase 2 se muestra el tensado desde el anillo superior de compresión hasta que todos los tramos de cables han tomado su longitud definitiva. 52 gatos hacen este proceso, con una carga de 10Tn cada uno, hasta que la cercha rígida central esté a una altura tal que imponga un esfuerzo mayor.

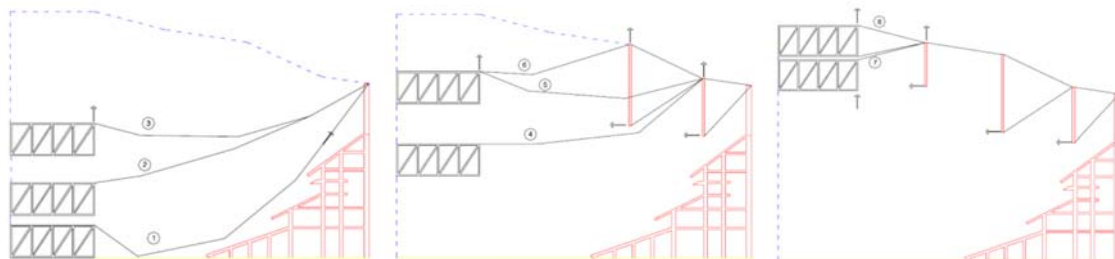
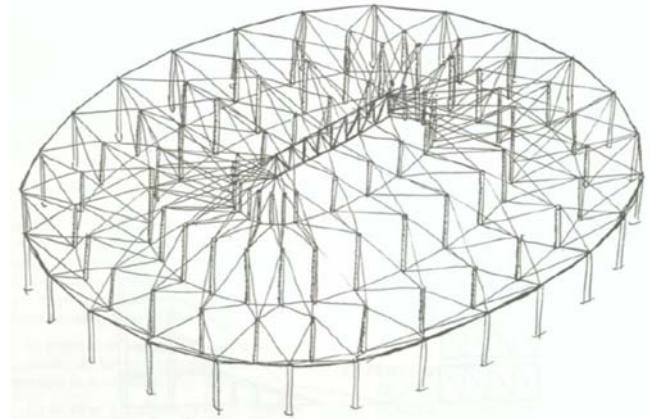


Figura 7.2: Proceso de montaje

En este momento comienza la fase 3 levantando la cercha mediante grúas.

En la fase 4 situamos la primera fila de mástiles flotantes dos a dos ayudándonos de grúas que los levanten. Cuando están todos colocados se tensa el primer anillo de tracción interior, dejando estabilizado el primer tramo.

Las fases 5 y 6 son una repetición de las 3 y 4 para el segundo anillo, lo mismo que las 7 y 8, aunque esta última tiene ciertas peculiaridades de cierre que no se aprecian en el gráfico longitudinal.

Los paneles textiles alabeados se colocan cuando todo este proceso ha terminado.



Figura 7.1: Georgia Dome

### 3.2.9.- Cubierta retráctil de la plaza de toros de Jaén 1998 (Escrig y Sánchez)

Este proyecto de Félix Escrig y José Sánchez de 1998 consiste en cubrir una superficie circular de 80m de diámetro mediante un anillo de 20m fijo y una parte central de diámetro 40 m móvil.

Para ello se ha utilizado una cúpula de suspensión sumamente sencilla puesto que sólo hay un mástil flotante central al que convergen todos los cables de suspensión.



Figura 9.1: Plaza de toros de Jaén

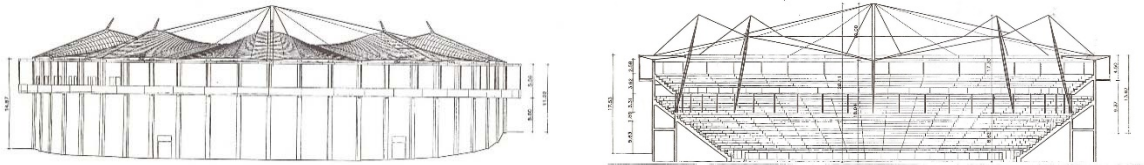


Figura 9.2: Alzado y sección de la cubierta

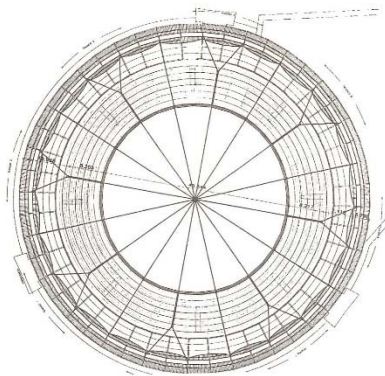


Figura 9.3: Vista interior

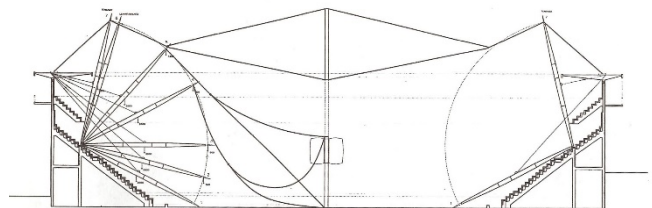


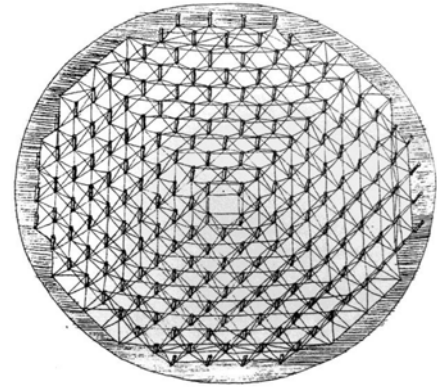
Figura 9.4: Esquema de montaje

### 3.2.8.- Cubierta del edificio EXPO'92 en Sevilla (Ricardo Aroca)

Ricardo Aroca propuso para un proyecto no realizado en la EXPO'92 de Sevilla una malla de cuadrados sobre una superficie esférica.

Estas mallas tienen una gran versatilidad y permiten casi cualquier tipo de patroneado sobre cualquier otra superficie convexa.

Figura 3.16: Cubierta del edificio EXPO'92 en Sevilla



### 3.3.- Acercamiento a la situación actual

#### Estructuras espaciales: entre la imaginación y la crisis

Entre los días 5 y 10 de septiembre de 1993 se celebró en la Universidad de Surrey el 4º Congreso Internacional de Estructuras Espaciales, posiblemente el más importante del mundo en la especialidad.

Al Congreso se presentaron un total de 242 ponencias de 43 países distintos. La representación más numerosa fue la de Japón con un total de 38 ponencias, que son buena muestra de su poderío tecnológico.

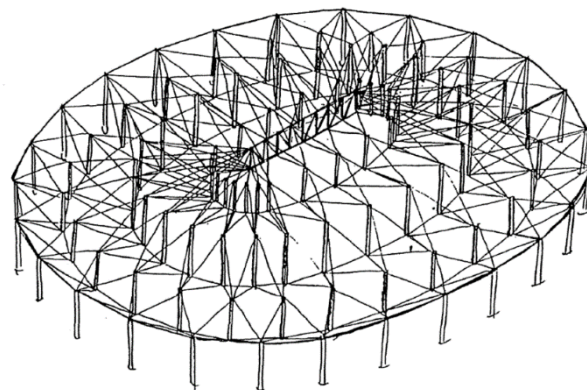
#### ESTRUCTURAS AUTOTENSADAS

Sin duda alguna las grandes vedettes de este Congreso fueron las estructuras autotensadas (tensegrities) que han protagonizado en los últimos tiempos una curiosa y sorprendente historia del patito feo. Las estructuras autotensadas, es decir, aquellas formadas por un conjunto de barras sujetas a compresión, unidas por cables que se tensan para equilibrar el conjunto, carecían de toda utilidad práctica a lo largo de los últimos treinta años. Se realizaron todo tipo de esculturas o pequeños elementos decorativos, pero ni el propio Fuller consiguió darles utilidad arquitectónica. Así fueron arrastrando una vida lánguida de congreso en congreso, estudiadas por un escaso número de enamorados, sin que los demás las vieran más que como simples curiosidades plásticas (fig. 1).

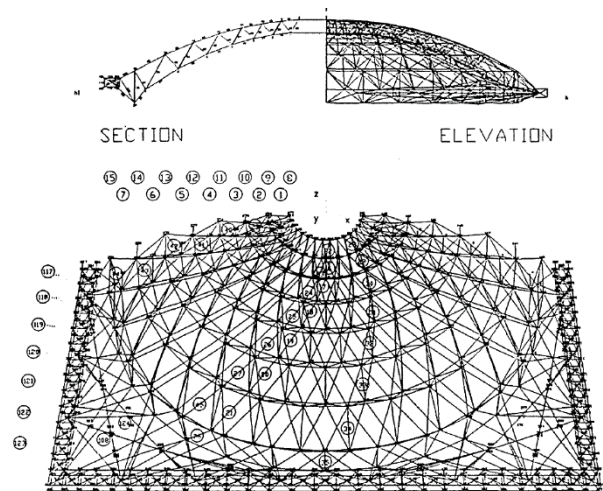
Sin embargo, recientes realizaciones en aquel momento como las cubiertas de los pabellones de Gimnasia y Lucha para los Juegos Olímpicos de Seúl de Geiger o el estadio olímpico de Atlanta de Levy, han producido un enorme salto cualitativo, de tal magnitud que en este momento son las estructuras que han permitido levantar algunas de las cubiertas más espectaculares y de mayor dimensión. Sin embargo era notoria la desconfianza de muchos técnicos en las posibilidades del sistema y en este sentido pudo ser ilustrativo lo sucedido con la cubierta del Edificio Expo, diseñado por Vázquez de Castro.

Dicha cubierta estaba formada por un sistema autotensado en el que, tal vez para no emplear la patente de Geiger, se utilizaba un doble anillo inferior de cables. Las barras comprimidas estaban huecas y por ellas podían deslizarse unas palmeras artificiales, que permitían sombrear el recinto.

El sistema estructural, sin ser óptimo, era desde luego correcto, pero por razones que no han trascendido y posiblemente más ligadas a las palmeras que a los cables, la empresa constructora presionó fuertemente y la cubierta fue sustituida por una pirámide truncada de perfiles metálicos, más convencional.



En este Congreso se estudiaron con bastante profundidad las estructuras autotensadas y fue, como se ha señalado, uno de los puntos de mayor interés. Sin embargo el tema comenzó en forma polémica cuando uno de los antiguos estudiosos del tema, Hanaor, presentó una clasificación de la que excluía precisamente a los sistemas más efectivos. Hubo bastantes propuestas teóricas perdidas en la línea escultórica y pocas novedades reales. De las propuestas merece destacarse la del servo Nestorovic con una solución de puntales comprimidos inclinados, que permite reducir el gran canto habitual en estas estructuras. Además solucionaba de forma bastante ingeniosa el paso de la planta cuadrada a la circular. Con todo, esta propuesta despertó escaso interés, debido en parte al inglés en el que fue expuesta.



## 4.- Metodología

### 4.1.- Planteamiento general

Se plantea el estudio de tres modelos resueltos con el mismo sistema estructural de elementos autotensados, en el que se analizarán respecto a unos criterios que se fijarán en los siguientes puntos a fin de establecer una base de datos que ayude a determinar las diferencias entre los distintos diseños.

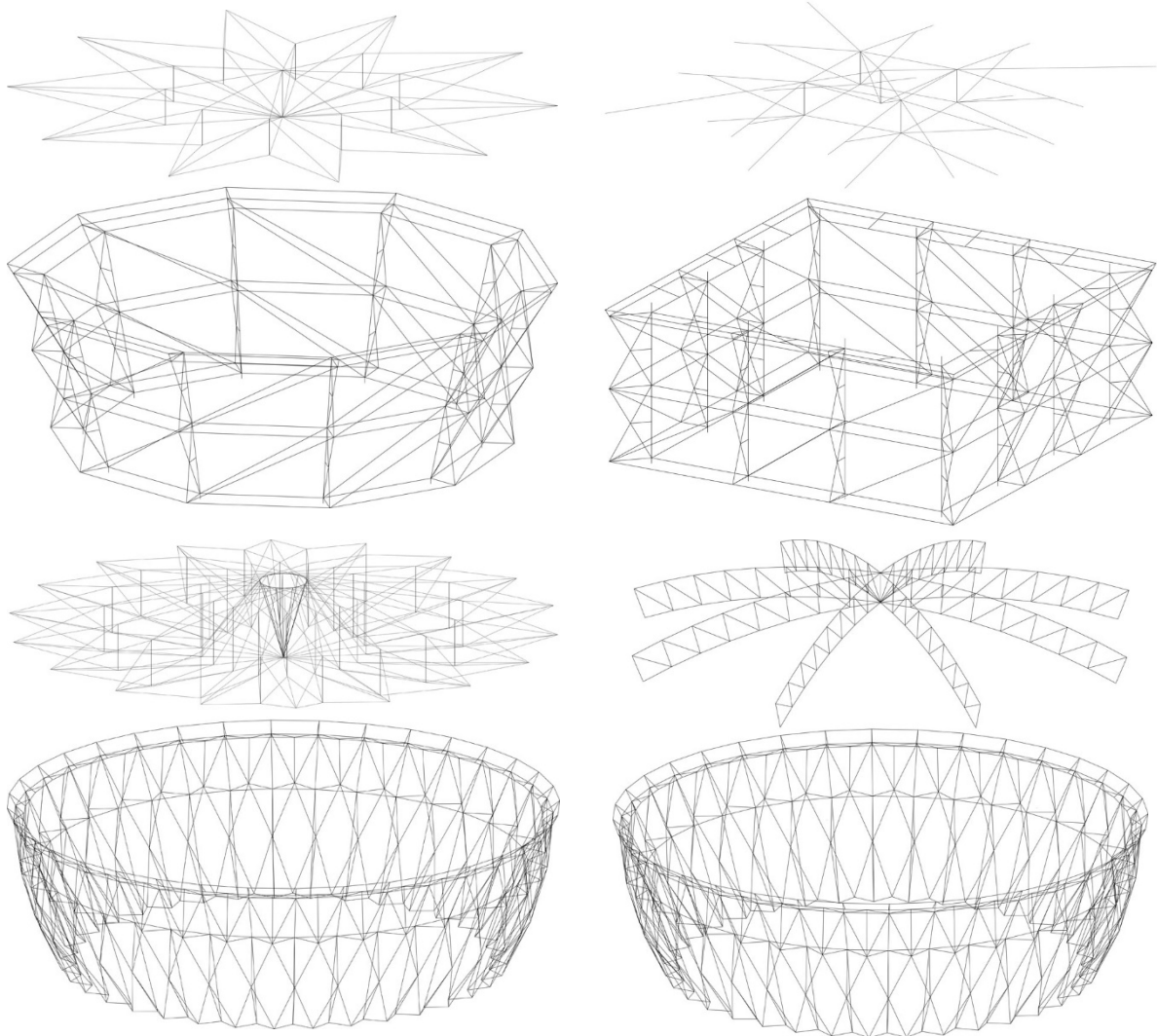
Estos ejemplos propuestos corresponden a pabellones de luces relativamente pequeñas para este tipo de estructuras, así, se estudiarán soluciones para luces de entre 9 y 18 m con diferentes geometrías a fin de establecer en qué medida los cambios en el diseño afectan al comportamiento de estas estructuras.

Tras este primer estudio, se realizará un segundo en el que se compararán uno de estos modelos con otro de similares características resuelto con un sistema de vigas de barras trianguladas. El objetivo es determinar las diferencias entre un sistema y otro, siendo los dos considerados sistemas estructurales ligeros.

Para este segundo análisis comparativo, se estudiarán las reacciones resultantes en los apoyos, el peso de la estructura, los desplazamientos de la misma y el ahorro de material para cada modelo.

#### 4.2.- Procedimientos e instrumentos utilizados

Para la obtención de los modelos geométricos se plantea su modelización en 3D con programas como Rhinoceros o AutoCAD 3D siendo este último el que se ha utilizado para desarrollarlos.

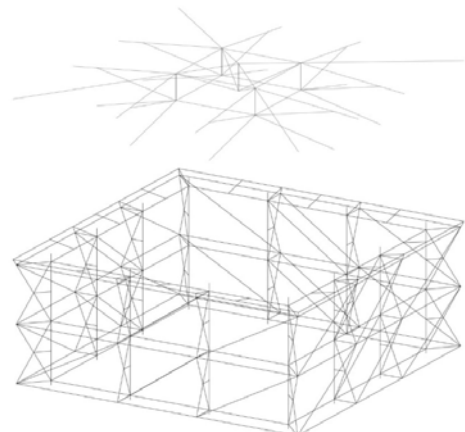


##### 4.2.1.- Proceso de diseño de los modelos

A la hora de encontrar un diseño que sea válido para el análisis y que cumpla los criterios de Estados Límite de Servicio y Estados Límite Últimos, se ha seguido un proceso iterativo en el que se han introducido nuevos perfiles y cambios en la geometría a fin de optimizar las mallas.

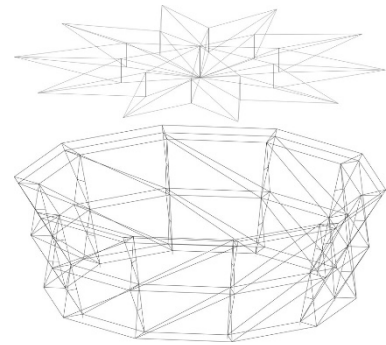
##### Modelo 1

El primer pabellón tiene unas luces de 9 m y una geometría ortogonal, siendo su cubierta una composición espacial de celosías planas de cables y montantes muy eficaz al estar arriostrados los mástiles en direcciones perpendiculares.



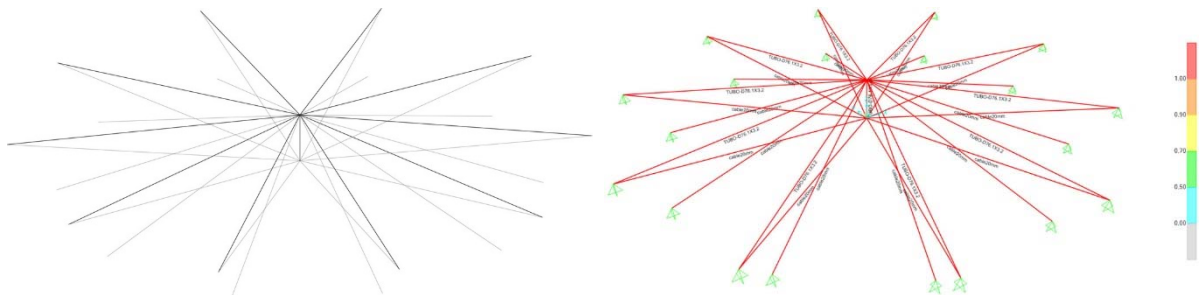
## Modelo 2

La cubierta del pabellón de unos 120 m<sup>2</sup> se resuelve en una planta circular y sus apoyos se localizan en un arco de compresión que apoya sobre una estructura soporte diseñada para ser cubierta con una doble capa textil. El diámetro del pabellón se de 12,7 m y tiene una altura libre de 4 m, con lo que el diseño deberá intentar conseguir una canto reducido para la cubierta.



### Modelo 2.1

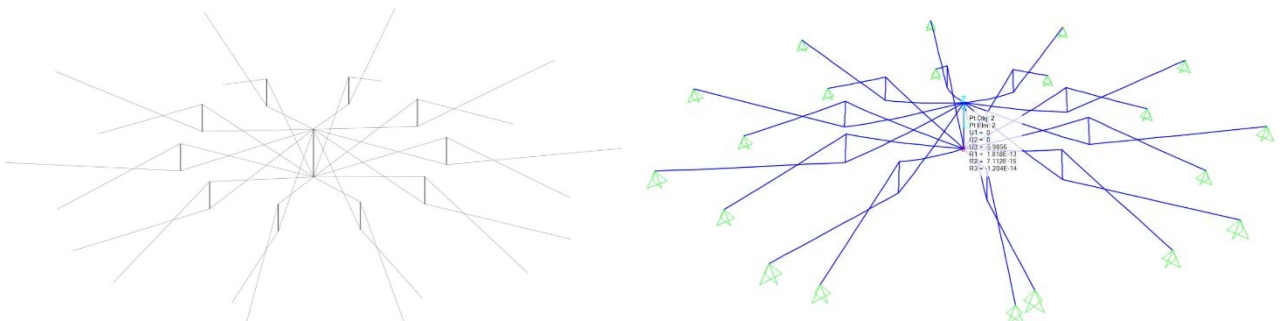
En un diseño preliminar se pretende cubrir la luz de 12,7 m mediante un único perfil tubular central que esté comprimido por los cables que directamente parten de los apoyos en el arco. Mediante una serie de perfiles tubulares se resolve la formación de pendiente de la cubierta y la cogida del textil para el cubrimiento de la misma.



Una vez introducido el modelo en el programa de cálculo y con las cargas correspondientes al viento se concluye que para obtener unas deformaciones verticales asumibles es necesario introducir cargas de pretensado en los cables, requiriendo un aumento de los perfiles y un gasto de material que podría ser optimizado con un diseño más complejo.

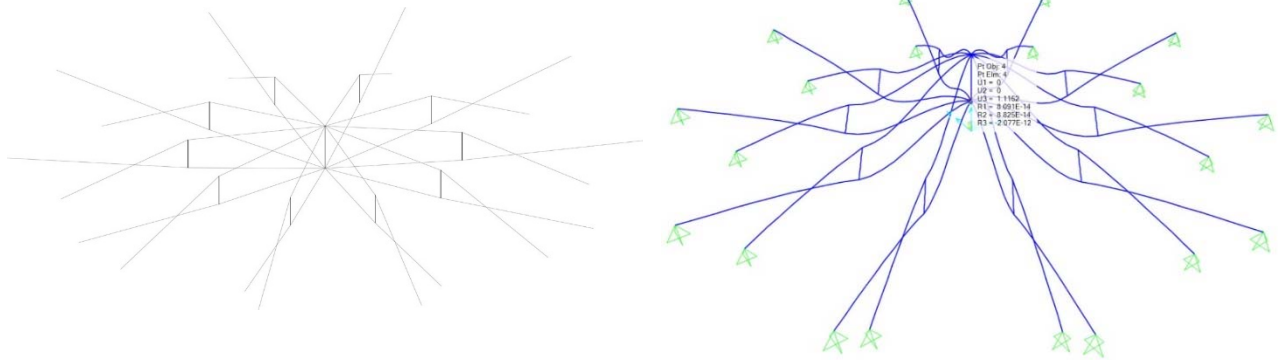
### Modelo 2.2

En el siguiente diseño se incluyen mástiles para acortar la luz de los cables y el tensado de los mismos al introducir estos elementos que ayudan a autotensar la malla. La estructura final resultaa inestable para la comprobación a peso propio y pretensado con lo que habrá que buscar el diseño para la estabilización de los mástiles ante el tensado de los cables.



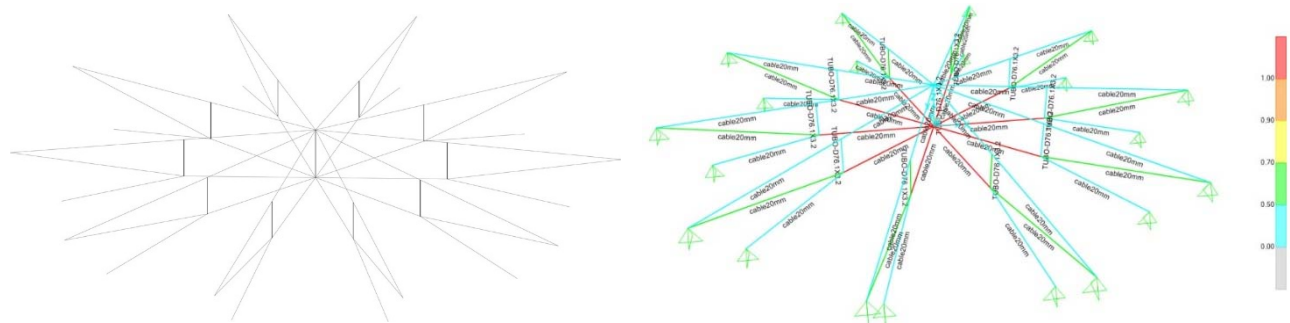
### Modelo 2.3

Para la siguiente modificación se modifican las uniones de los cables que pasan por los mástiles exteriores y conectan con el mástil central, lo que reduce la deformación vertical de la estructura pero no consigue hacerlo lo suficiente como para que resulte estable todavía en la comprobación a deformaciones debida a peso propio.



### Modelo 2.4

Se modifican las conexiones de los cables de los apoyos a los mástiles exteriores para estabilizar estos frente a la acción del pretensado al igual que en el anterior modelo para el mástil central y se incluye además un cable que pretende ayudar a la estabilidad de las celosías planas. La estructura cumple ahora a peso propio y acción de pretensado en cuanto a la comprobación de Estado Límite de Servicio.

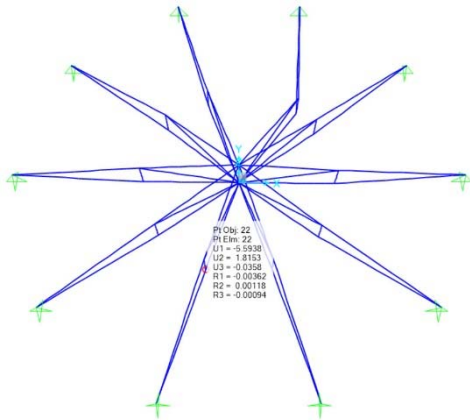
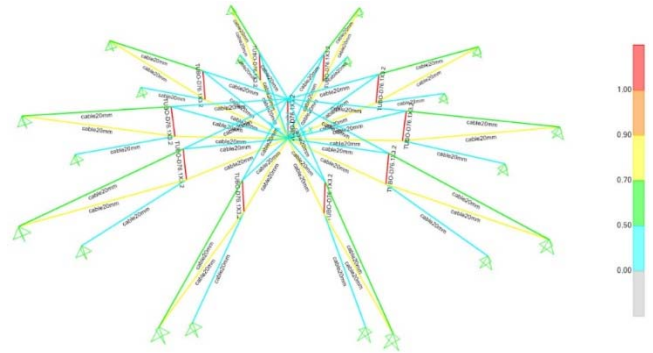
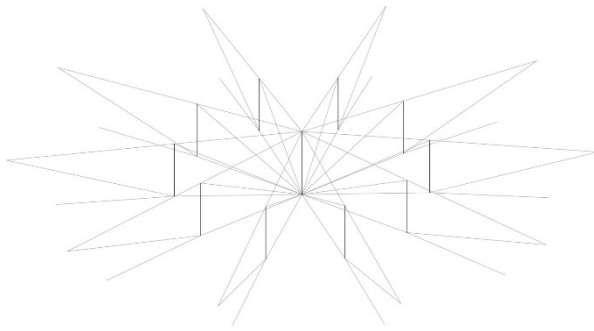


El problema surge ahora con los cables inferiores centrales, en los que la tracción que soportaban estaba por encima de su límite resistente en la comprobación a Estado Límite Último. Sería necesario por lo tanto la inclusión de un nuevo cable que ayudara a trabajar a los inferiores a soportar estos esfuerzos.

### Modelo 2.5

Una vez se introducen los cables diagonales que conectan el punto de unión superior de los mástiles exteriores con el punto inferior del mástil interior, las deformaciones para la comprobación a cargas de viento son asumibles para ELS, pero no ocurre así para la comprobación a ELU de los mástiles, los cuales según el programa soportan unos axiles de compresión enormes.

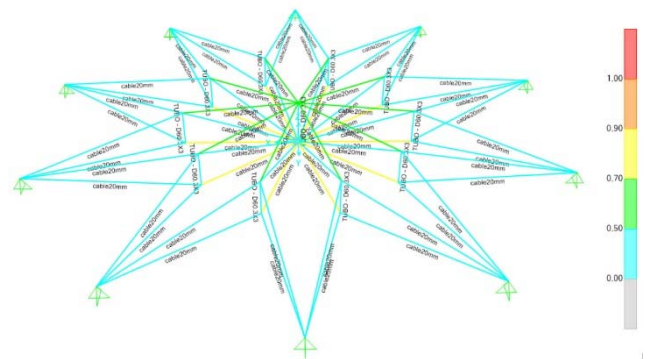
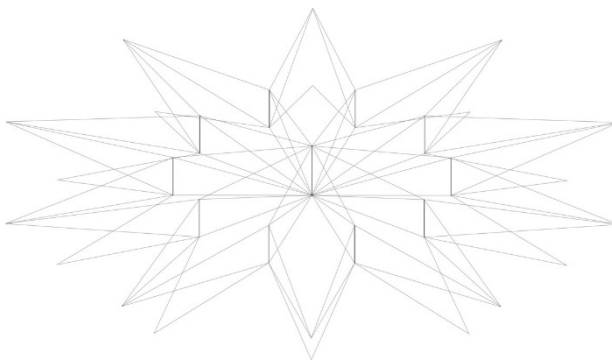




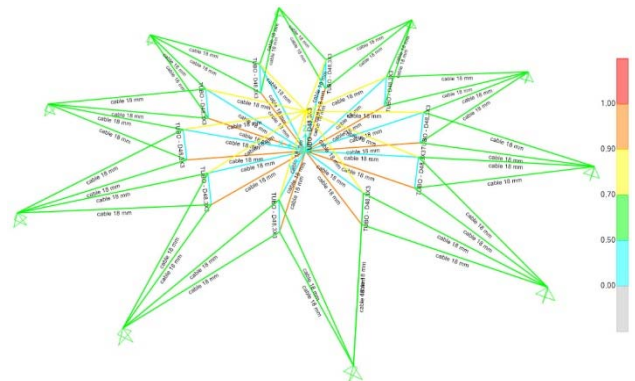
Sobre este mismo modelo se introduce entonces la modificación de articular los extremos de los mástiles, de manera que estos derivaran carga a los cables, esto produce un desplazamiento lateral de los mástiles al no estar arriostrados convenientemente por lo cables, con lo que será necesario cambiar el diseño de la unión de los cables a los mástiles para que estos los estabilicen mediante el equilibrio del tensado.

**Modelo 2.6**

Este cambio de geometría estabiliza los mástiles exteriores y la estructura de la cubierta pasa de ser una composición de celosías planas de barras y cables a ser una celosía espacial, con lo que posee mucha mayor rigidez y estabilidad frente a las cargas de viento.



De esta manera es posible optimizar el modelo y eliminar algunos cables que no estarían trabajando de manera importante en la estructura así como reducir la sección de los perfiles y poder ajustarlos a aprovechamiento más coherentes. Esto permite también establecer unos cantos reducidos por lo que la carga de pretensado para los cables deberá ser mayor.

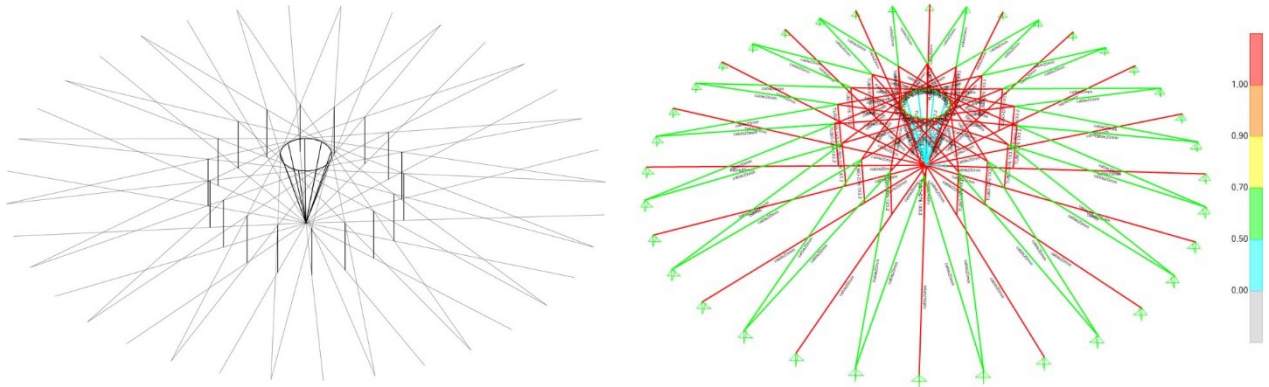


**Modelo 3**

Para una comprobación preliminar del comportamiento de la estructura se realiza una maqueta a escala de la primera intención de diseño para el pabellón de 17 m.

**Modelo 3.1**

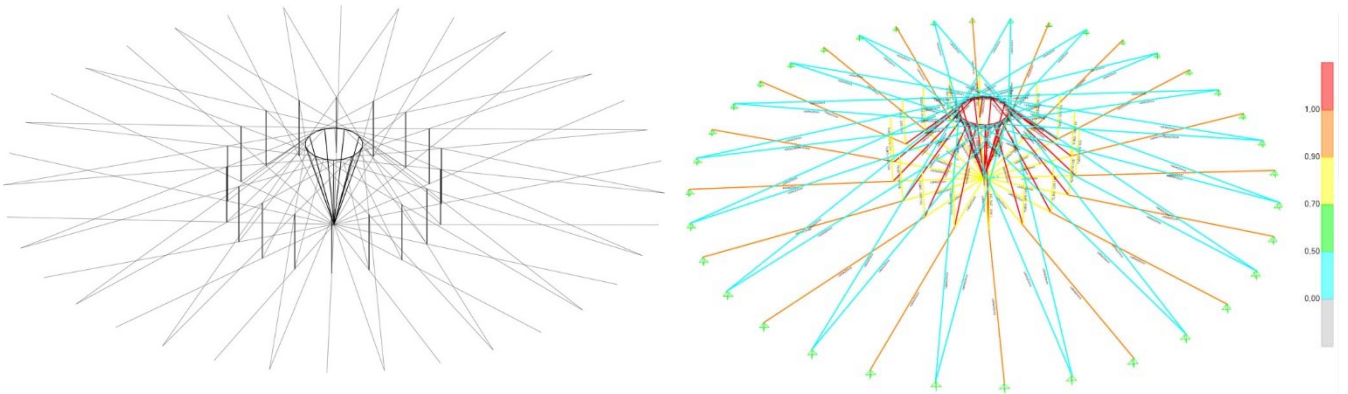
El primer diseño contempla la posibilidad de incluir una abertura en la zona central para la ventilación del pabellón, lo que supone diseñar el mástil central que ahora se ve sustituido por un arco de tracción formado por perfiles tubulares a los que se conecten los cables tensados y una serie de tubulares que asumirán las compresiones transmitidas también por los cables inferiores.



El modelo presenta grandes tensiones en los cables interiores ya que es necesario aplicar grandes cargas de tensado para que las deformaciones se encuentren dentro de lo que marca la norma, con lo que es necesario incluir cables que ayuden a distribuir mejor las tracciones en la zona central de la cubierta. Los mástiles exteriores están sometidos a unos esfuerzos de compresión inadmisibles.

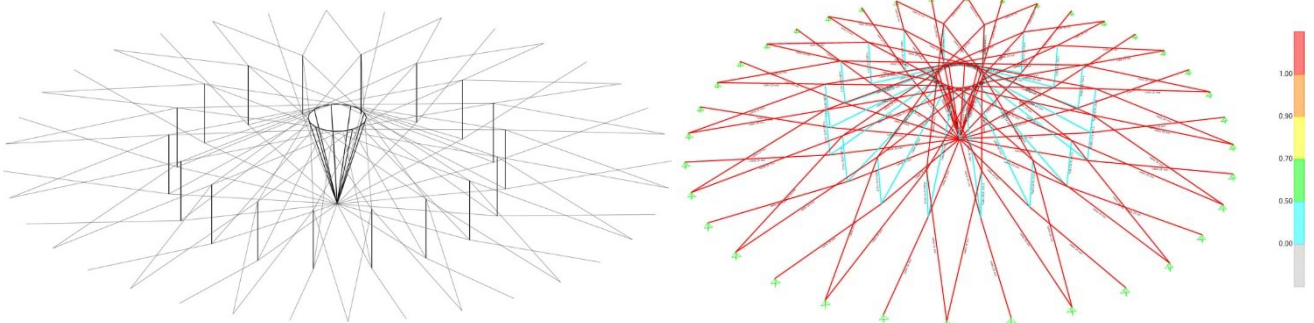
**Modelo 3.2**

Se incluye en este modelo cables diagonales que atan los mástiles exteriores con el arco de tracción interior, siendo ahora estos cables los que reciben las mayores tracciones, lo que provoca que tanto estos como el arco de tracción interior no cumplan con los Estados Límites Últimos. Será necesario rediseñar la estructura al concluir que la distancia entre los apoyos y los mástiles intermedios es demasiado grande.



### Modelo 3.3

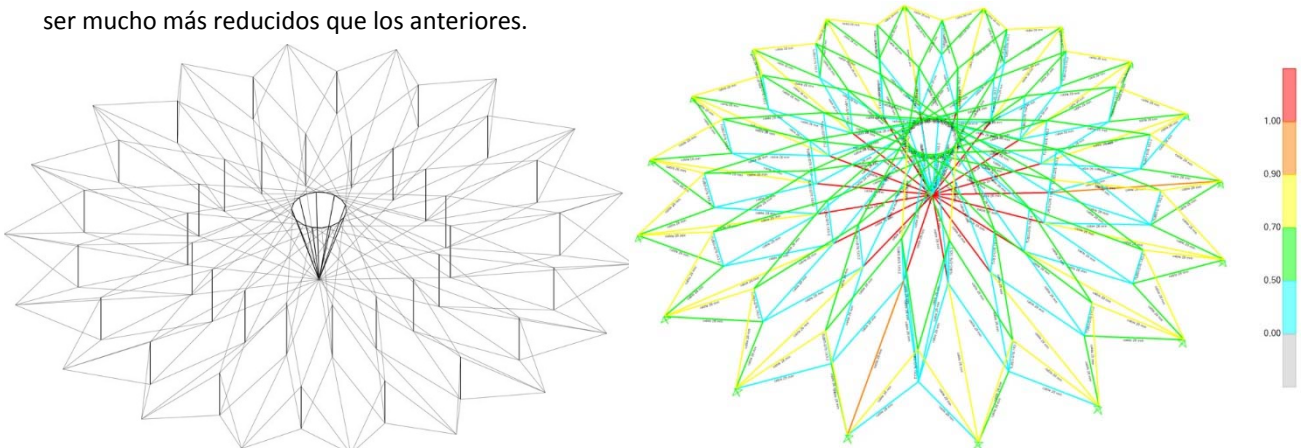
La siguiente comprobación pasa por analizar el resultado de separar los perfiles de los apoyos, con la intención de distribuir de manera más homogénea las tracciones en los cables al aumentar la distancia con el centro y reducirla con el arco de compresión. El



resultado muestra que aunque ahora los axiles están más repartidos en los cables superiores e inferiores, no es suficiente con sólo una línea de mástiles ya que las cargas de pretensado inducidas en los cables son demasiado altas al no haber una contribución suficiente por parte de los mástiles en el autotensado de la malla.

### Modelo 3.4

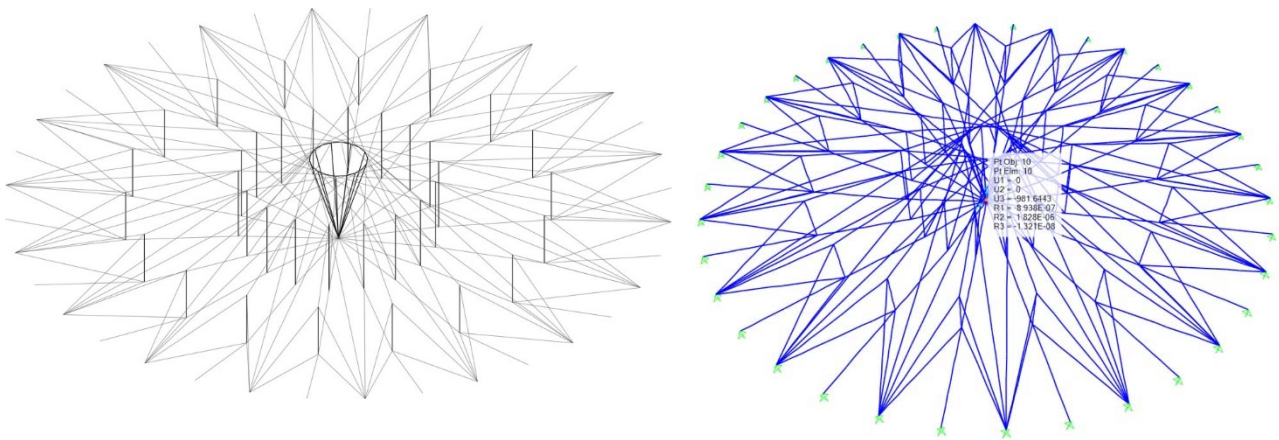
Al introducir una segunda línea de mástiles, se hace necesario incluirlos en la malla espacial con lo que se incluyen cables exteriores que estarán unidos a estos mástiles en sus extremos y proporcionarán su estabilidad mediante el equilibrio de sus cargas. Las conclusiones que se derivan del análisis de este modelo es que ahora la estructura es mucho más estable y homogénea con lo que las tracciones se encuentran mucho más repartidas, a cambio ha sido necesario introducir más perfiles, pero estos pueden ser mucho más reducidos que los anteriores.



En cuanto al modelo en concreto se necesita ajustar las distancias de los mástiles respecto al centro y los apoyos para lograr un mejor aprovechamiento de los perfiles y así reducir la tensión de los cables inferiores que siguen siendo los más traccionados.

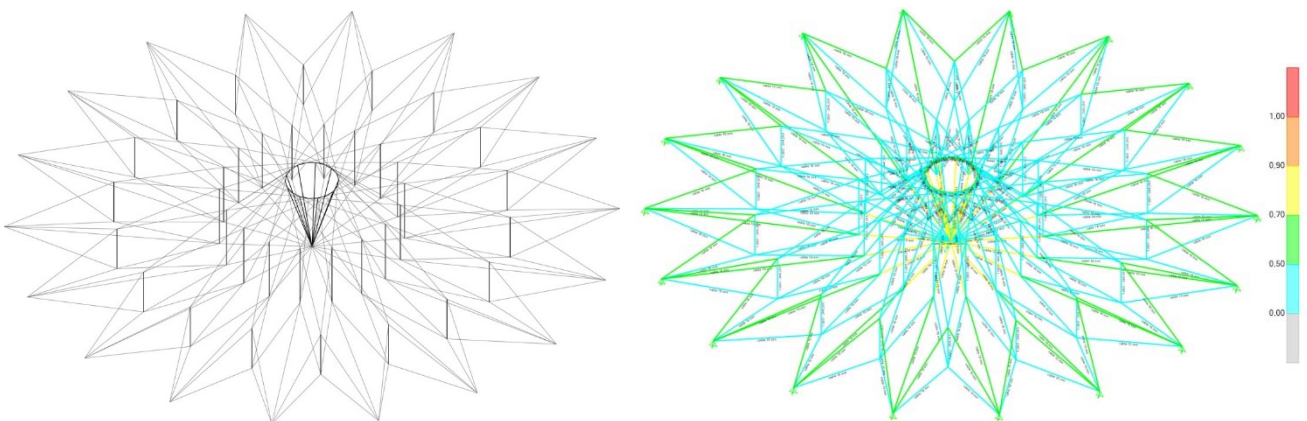
### Modelo 3.5

Se ajustan las distancias entre los mástiles y se incrementa el número de apoyos para distribuir las cargas de manera más homogénea. Se comprueba el diseño para una composición en la que los mástiles quedan traccionados por un mismo cable inferior que parte de un apoyo diferente al de los cables superiores, pero esto hará que la estructura sea inestable y no cumpla respecto a deformaciones verticales.



### Modelo 3.6

Se vuelve al diseño en el que se reduce el número de apoyos y existen diferentes cables inferiores para cada mástil, incrementando las distancias de estos con respecto a los apoyos. De esta manera los primeros mástiles se encuentran a 3 m de los apoyos los siguientes a 3 m de estos y a 2,6 m del centro.



Se concluye en el diseño de una malla mucho más homogénea en la que es posible utilizar perfiles tubulares muy esbeltos y secciones de cables de 16 y 18 mm y en la que ha sido necesaria la inclusión de una segunda línea de mástiles, lo que produce también una mejor distribución de la carga transmitida por el textil, ya que en estas estructuras las cargas se reciben de manera puntual.

#### 4.2.2.- Cálculo

Para el cálculo se ha utilizado el programa de cálculo de elementos finitos SAP 2000, el cual se basa en el modelo realizado en AutoCAD 3D transformando las líneas que lo forman en elementos frame (barras) cada uno con una serie de variables que serán definidas en el propio programa de cálculo, como el material del elemento o el tipo de unión con el resto de la estructura.

Se ha tenido en cuenta a efectos de cálculo que los anclajes al arco de compresión o a los apoyos correspondientes son puntos fijos con lo que se sobre entiende que el dimensionado de estos perfiles de borde se aborda a partir de la obtención de las reacciones en los apoyos para cada cubierta.

#### 4.3.- Criterios de análisis utilizados

A la hora de analizar y comparar los diferentes modelos se establecen una serie de criterios para realizar el estudio de manera ordenada. De esta manera se plantean criterios como:

- 1.- Ligereza de la estructura
- 2.- Velocidad/ facilidad de la ejecución y el transporte.
- 3.- Respuesta frente a las acciones

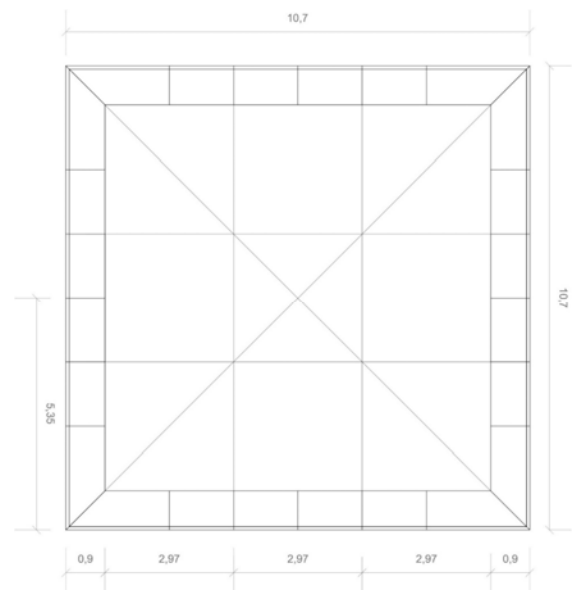
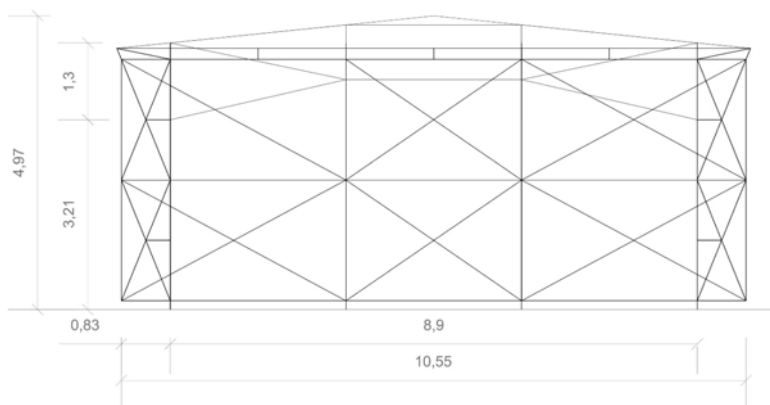
#### 4.4.- Análisis e interpretación de resultados obtenidos

##### 4.4.1.- Modelo 1

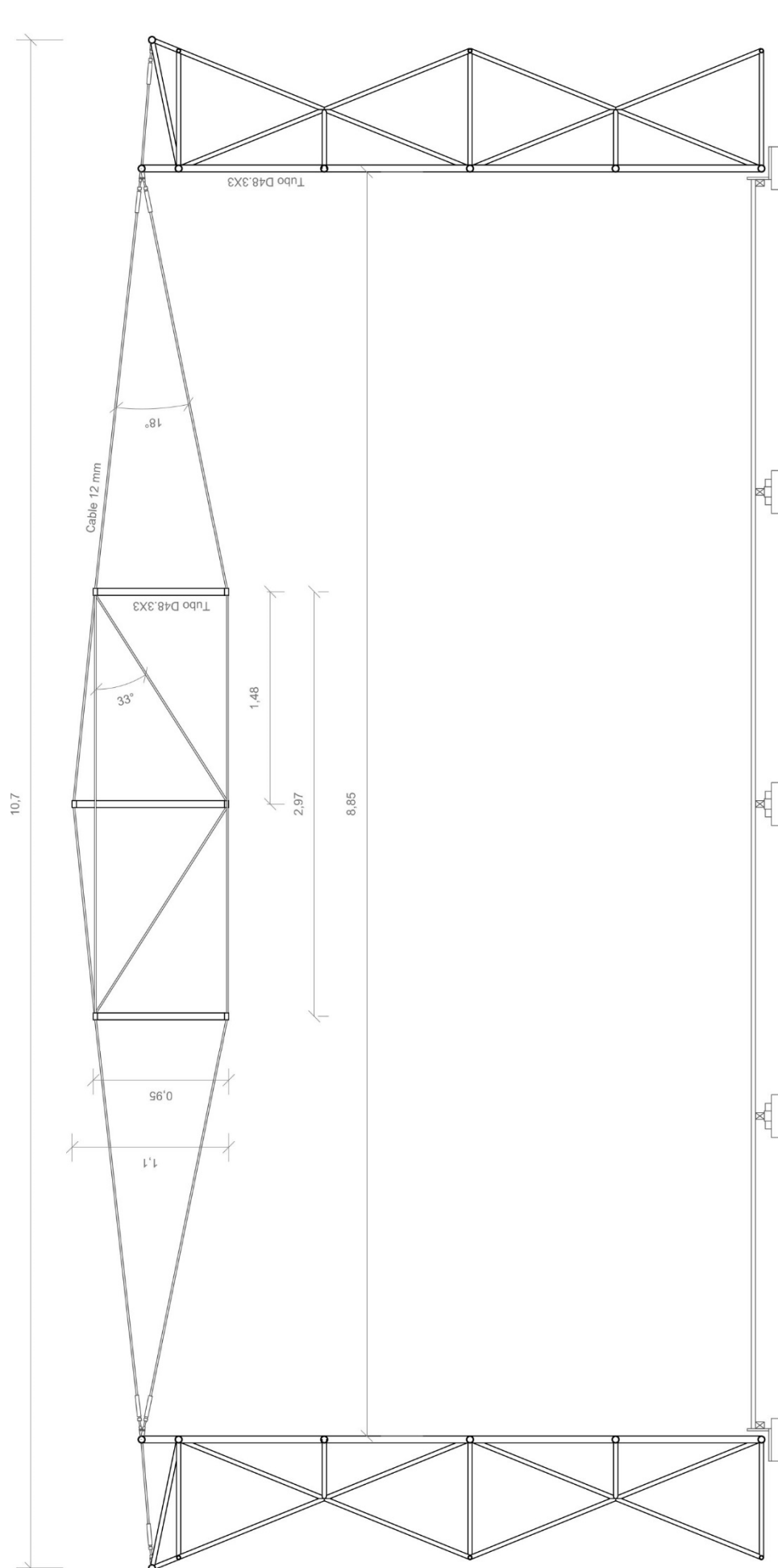
##### 4.4.1.1.- Modelo geométrico acotado de la propuesta

Para analizar el primer modelo mediante el programa SAP2000 v17 se ha generado previamente la geometría del pabellón con el programa de diseño AutoCAD 2014.

El primer pabellón tiene unas luces de 9 m y una geometría ortogonal, siendo su cubierta una composición espacial de celosías planas de cables y montantes muy eficaz al estar arriostrados los mástiles en direcciones perpendiculares.



##### 4.4.1.2. Modelo estructural acotado y con definición de sus elementos



#### 4.4.1.3. Materiales

Los materiales utilizados en la estructura del pabellón serán:

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficientes parciales de seguridad del material ( $\gamma_{M0}$ )
Perfil tubular	S 275 JR	Normal	1,05
Cable de acero	160 kg/ mm <sup>2</sup>	Normal	1,05

**Tensión de límite elástico  $f_{yk}$** = 275 N/mm<sup>2</sup>

**Densidad:**  $\rho$  = 7850 Kg/m<sup>3</sup>

**Módulo de elasticidad:** E = 210000 N/mm<sup>2</sup>

**Módulo de rigidez:** 81000 N/mm<sup>2</sup>

**Coefficiente de Poisson:** 0,3

**Tensión de límite elástico  $f_{yk}$** = 1600 N/mm<sup>2</sup>

**Densidad:**  $\rho$  = 7850 Kg/m<sup>3</sup>

**Módulo de elasticidad:** E = 150000 N/mm<sup>2</sup>

**Módulo de rigidez:** 57692,31 N/mm<sup>2</sup>

**Coefficiente de Poisson:** 0,3

- Definición del acero empleado para el cálculo de la estructura en el programa SAP2000 v17

#### NIVELES DE CONTROL

Por parte de la Propiedad -> Nivel de control del proyecto de estructura:

**Control a nivel normal.**

Durante la ejecución de las obras, la Dirección Facultativa realizará los controles siguientes:

- Control de la conformidad de los productos que se suministren a la obra.
- Control de ejecución de la estructura. Nivel de control de la ejecución:

**Control de ejecución a nivel normal.**

- Control de la estructura terminada.

Nivel de control del acero: **Normal**

#### 4.4.1.4. Comprobación comportamiento de la estructura

Para este pabellón con unas luces de 9 metros y una geometría ortogonal, el comportamiento resulta óptimo

#### 4.4.1.5. Tipos de perfiles

Como perfil para los mástiles en compresión de la estructura de la cubierta de suspensión, se utiliza un perfil tubular D48.3X3 de acero S 275 JR (e = 3 mm).

Para los cables pretensados que soportarán las cargas axiales de tracción, se emplearán cables de igual paso Warrington. En el cable Warrington la capa exterior de los cordones tiene doble número de alambres que la interior, y sus diámetros son alternativamente mayores y menores para encajar perfectamente en los entrantes y salientes de la capa anterior. Son cables muy flexibles en relación con el diámetro de los alambres.

Se escoge un cable con las siguientes características:

**Notación:** 6 X 19 WARRINGTON

**Ø Cable:** 12 mm

**Ø Alambre:** 0,88 mm

**Peso por metro:** 0,53 kg/m

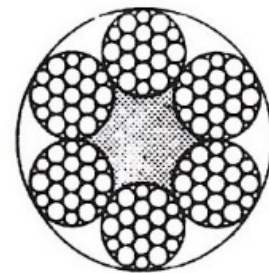
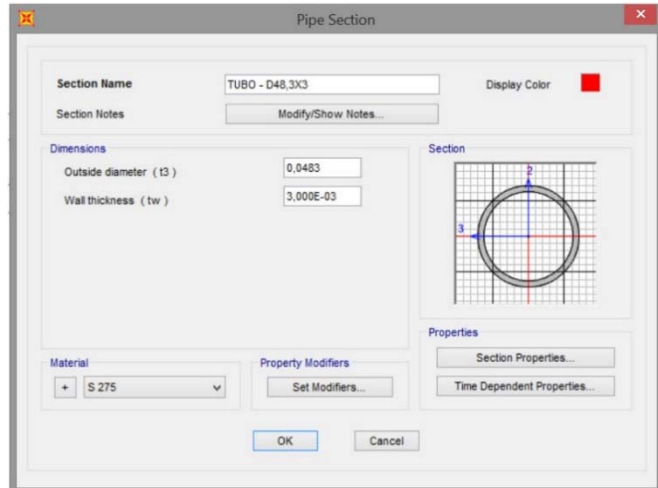
**Calidad:**  $160 \text{ kg/mm}^2 = 1,6 \text{ KN/mm}^2$

**Carga de rotura:** 9225 kg = 92,25 KN

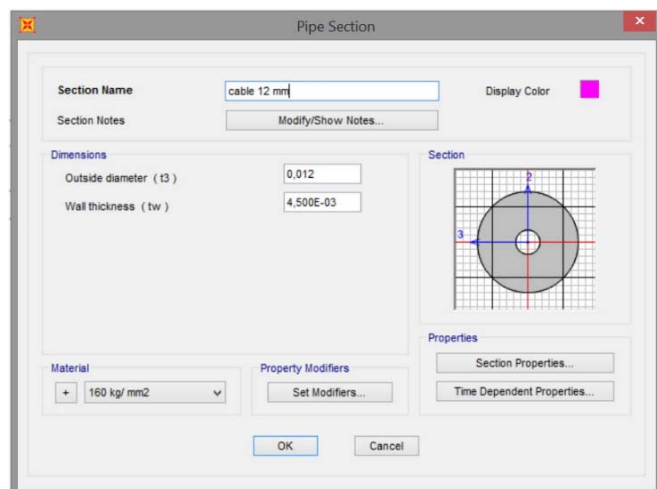
**Carga útil de trabajo:** 1845 kg = 18,45 KN

**Arrollamiento conveniente Ø:** 440 mm

A la hora de introducir el perfil en el programa de cálculo, se considera que este será un perfil tubular de 12 mm de diámetro y 4,5 mm de espesor, ya que para el cálculo de cables pretensados el programa no considera el comportamiento de estos, con lo que es necesario realizar una extrapolación del cálculo de perfiles tubulares mediante la consideración del cable como un perfil prácticamente macizo.



**DIN**  
**3059**





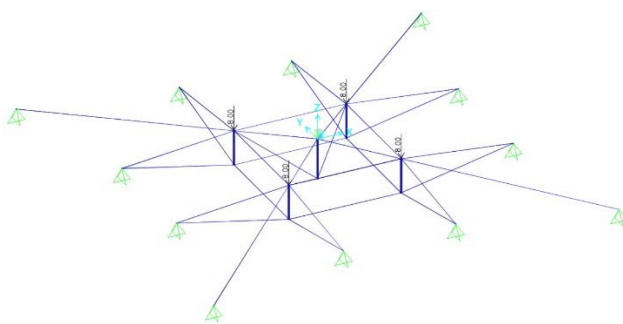
#### 4.4.1.6.- Acciones

Al ser estructuras de cubiertas de dimensiones reducidas, consideraremos para el cálculo únicamente las acciones de peso propio (DEAD), viento y pretensado de cables.

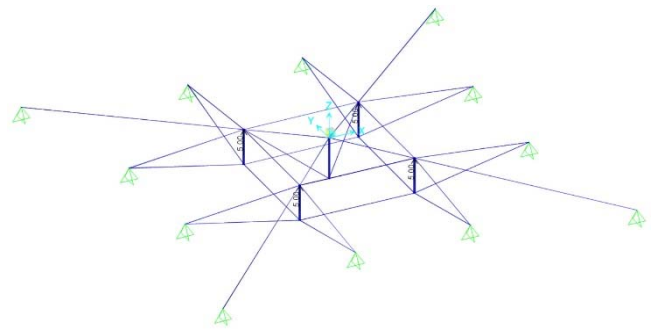
Como el objeto del cálculo es la cubierta de suspensión, se considera en el caso de la acción del viento sólo las cargas de presión y succión sobre la misma y se asume que la estructura soporte de la cubierta responde a las cargas horizontales principales. De esta manera interesa obtener las reacciones horizontales en los apoyos de la cubierta a fin de conocer la resistencia que deberá tener el arco de compresión que aporta la rigidez al conjunto.

Tipo de acción	Designación	Tipo de carga	Valor	Superficie de actuación
Acciones permanentes	Peso propio (DEAD)	Superficial	C. 18 mm: 1,195 kg/m C. 16 mm: 0,945 kg/m T. D48.3X3: 3,36 kg/m T. D60.3X3: 4,24 kg/m	Perfiles estructurales
Acciones variables	Viento presión (Sob01)	Superficial	0,8 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta
Acciones variables	Viento succión (Sob02)	Superficial	0,6 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta
Pretensado	Variación térmica (Term)	Puntual	19,2 KN	Apoyos

Se consideran simplificadas las acciones del viento en "x" e "y" en cargas únicamente de presión y succión en el eje z y aplicadas sobre los mástiles en compresión como cargas puntuales.



- Aplicación de la carga de presión como carga puntual de 8 KN



-Aplicación de la carga de succión como carga puntual de 5 KN

#### 4.4.1.7.- Combinaciones

A la hora de introducir las hipótesis simples en combinaciones para el cálculo del comportamiento de la estructura, se definen las siguientes combinaciones:

COMB01 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado)

COMB02 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado) + SOB01 (Viento presión)

COMB03 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado) + SOB02 (Viento succión)

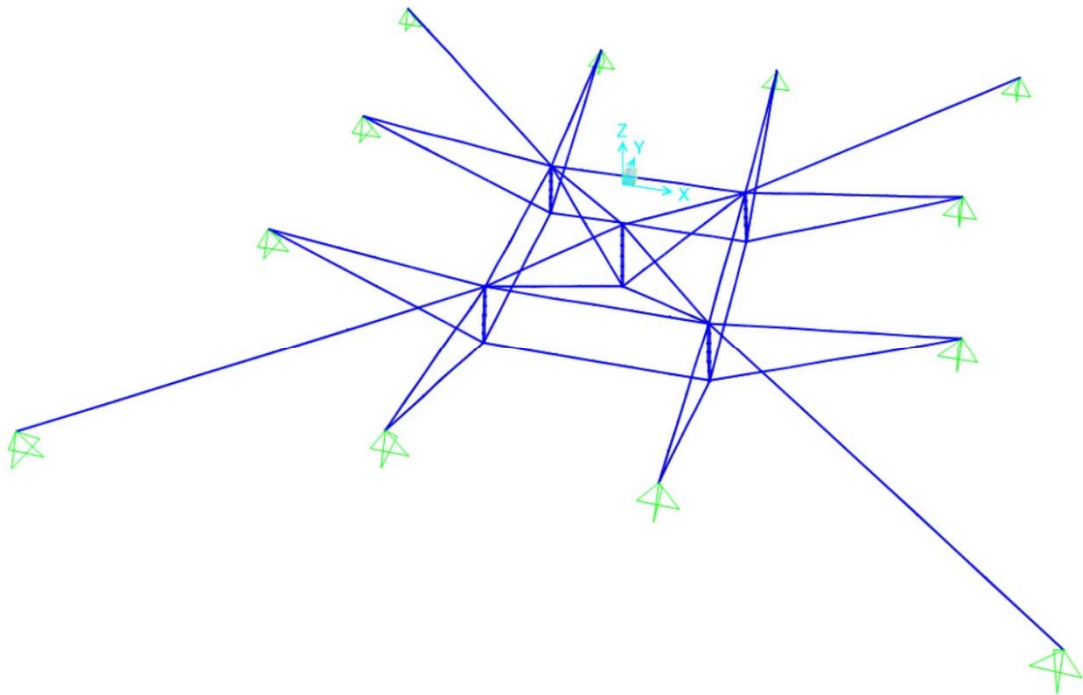
#### 4.4.1.8.- Estudio de deformaciones

Se analizan las deformaciones de la estructura respecto a la normativa vigente, estableciéndose la limitación de flecha en  $L/300$  según el DB-SE en su apartado 4.3.3.1 sobre deformaciones.

$L = 8,9 \text{ m}$

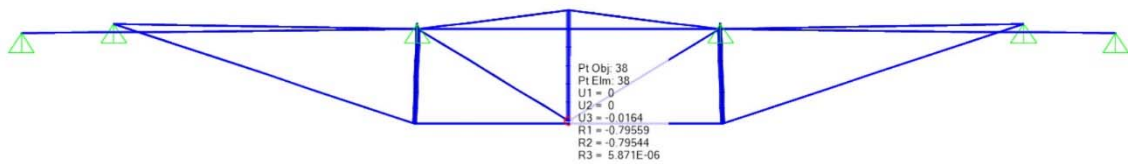
$$\frac{L}{300} = \frac{8,9 \text{ m}}{300} = 0,0297 \text{ m} = 2,97 \text{ cm}$$

**Deformaciones del modelo** con combinación pésima (G + sob01 +term)

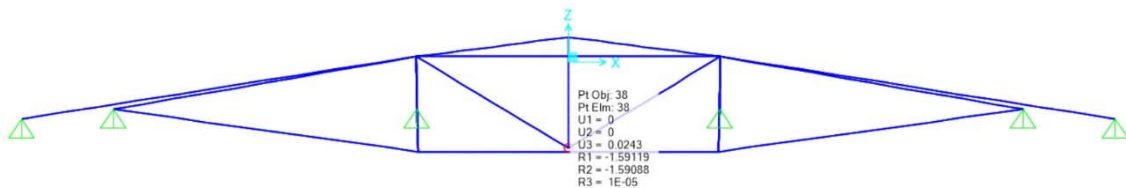


#### Cumplimiento de flecha

Combinación con viento presión (G + Sob01 +term)



Combinación con viento succión (G + Sob02 +term)



Como podemos comprobar en las capturas realizadas sobre el programa de cálculo, la flecha máxima en el punto más desfavorable de la cubierta es de  $1,64 \text{ cm} < 2,97 \text{ cm}$  (límite).

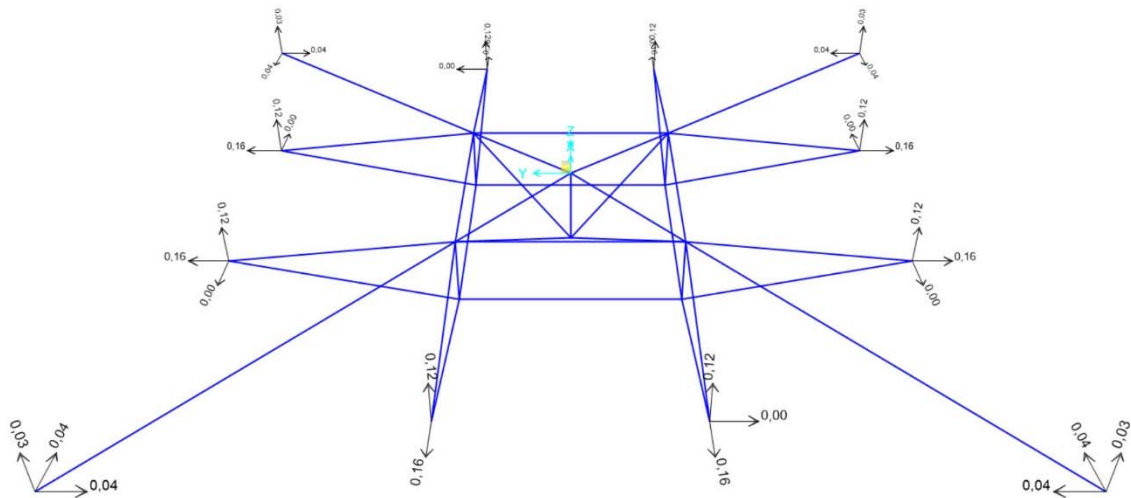
#### 4.4.1.9.- Reacciones en los apoyos. Análisis

A continuación se analizan las reacciones en los apoyos considerando la actuación de las hipótesis simples de viento presión (Sob01) y viento succión (Sob02). También se extraerán las cargas necesarias para el pretensado de los cables analizando la hipótesis simple de variación térmica inducida (term).

La suma total de las reacciones de las hipótesis simples en los apoyos, será la carga que deberá soportar el arco de compresión del pabellón sobre el que apoya la cubierta.

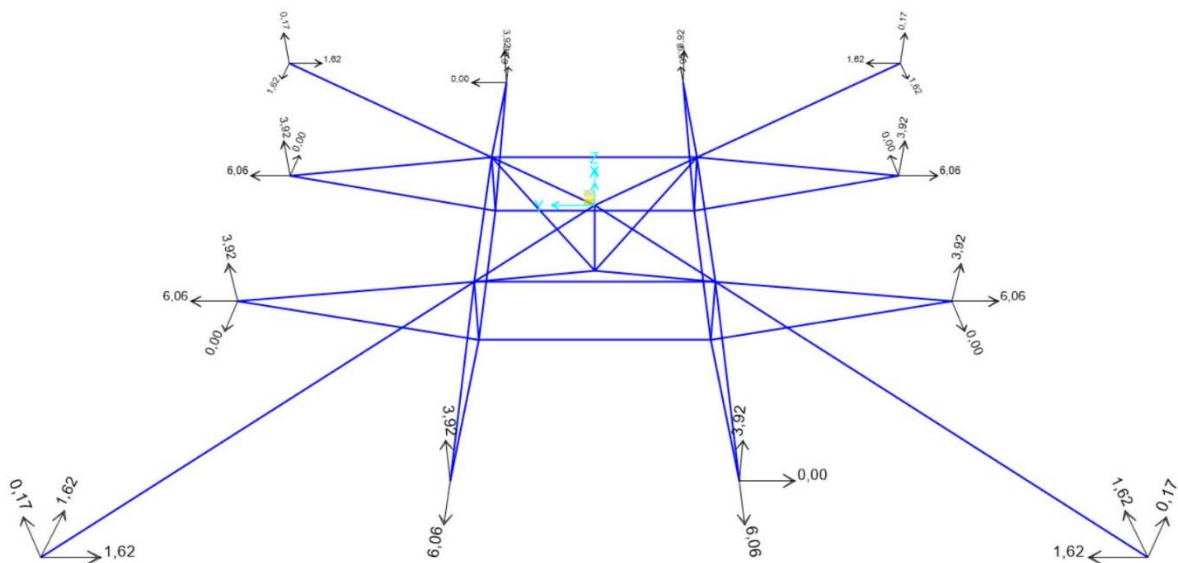
##### 4.4.1.9.1.- Peso propio (Dead)

Se comprueba que las reacciones en los apoyos por peso propio sean simétricas y no haya grandes diferencias ni reacciones que no verifiquen el comportamiento normal del modelo.



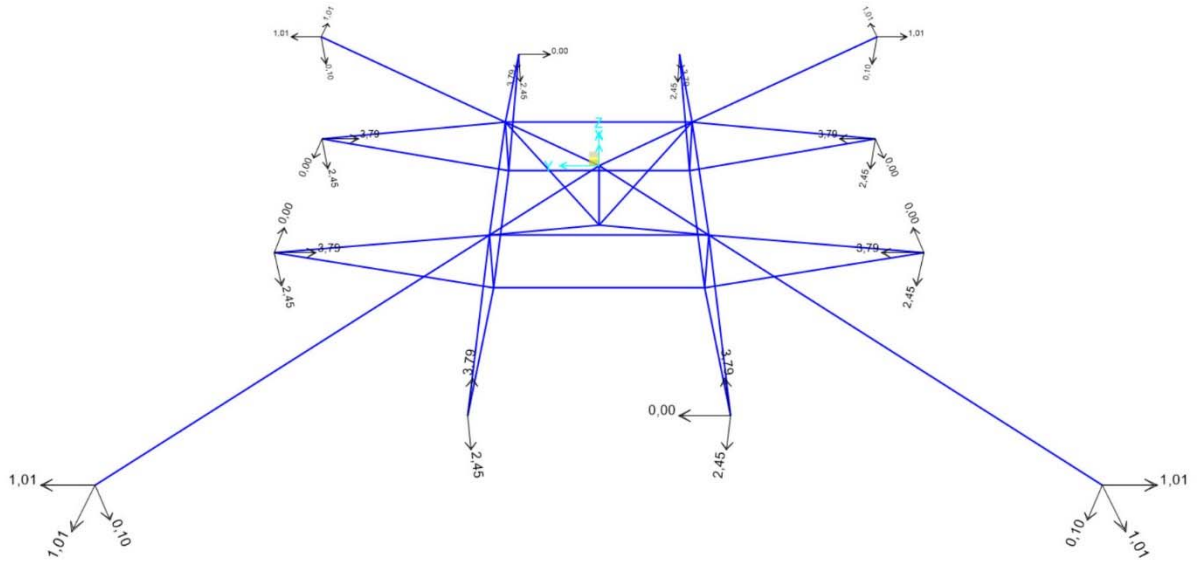
##### 4.4.1.9.2.- Viento Presión (Sob01)

La primera comprobación que realizamos es la de realizar la sumatoria de reacciones verticales en los apoyos y asegurar que su resultado es igual a la carga de presión. Así mismo podemos ver las fuerzas horizontales que se derivan únicamente de la aplicación de esta carga sin contar el pretensado.



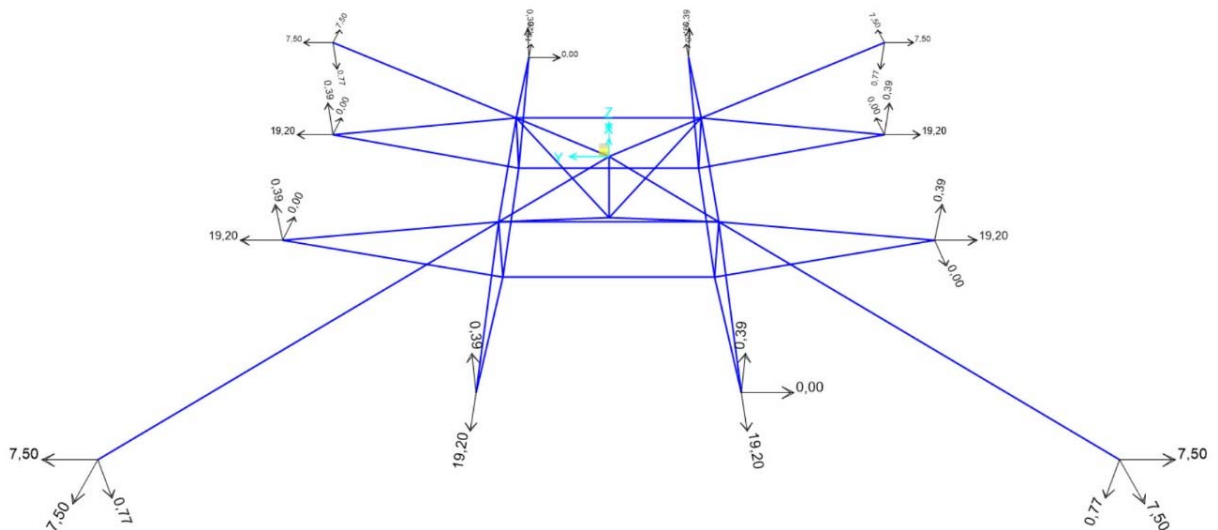
4.4.1.9.3.- Viento Succión (Sob02)

Se realiza la misma operación para la carga de succión y se realiza la sumatoria de reacciones verticales para verificar que es igual a la carga aplicada.



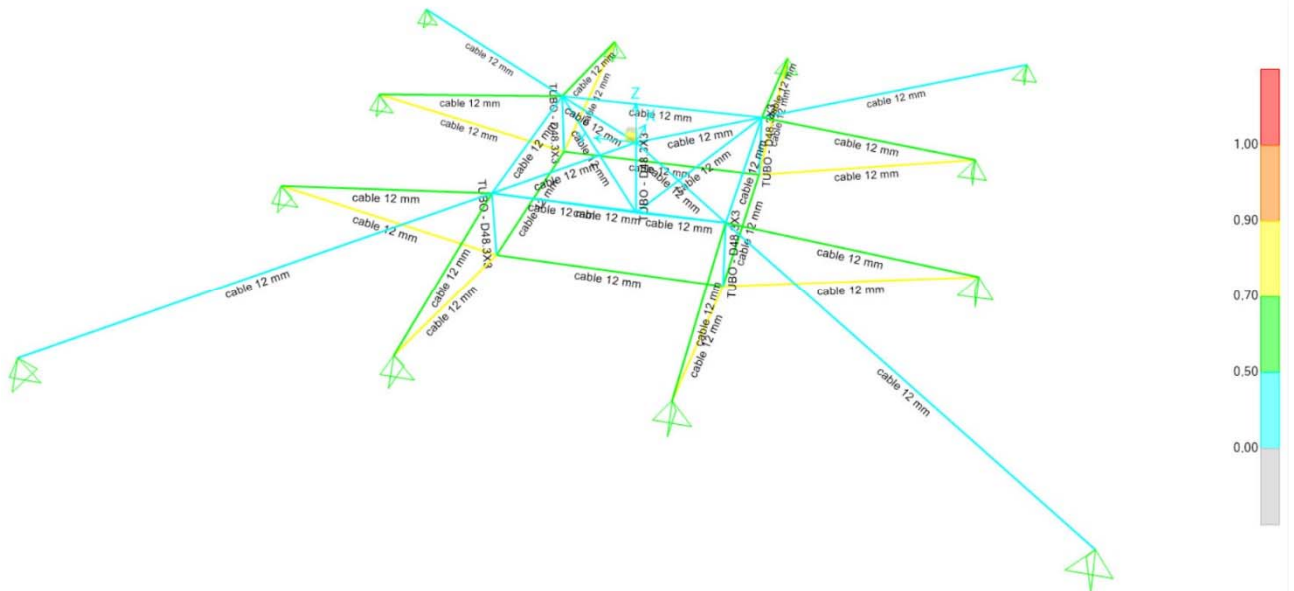
4.4.1.9.4.- Pretensado (Term)

La última comprobación es la de la carga de pretensado en la que se observa que las reacciones horizontales derivadas de esta carga sumadas a las producidas por las acciones de peso propio y viento den como resultado las tracciones que debe soportar el arco de compresión en estos puntos.



#### 4.4.1.10.- Dimensionado y aprovechamiento de perfiles

Se comprueba que el aprovechamiento de los perfiles se encuentra dentro de una relación sección – solicitación adecuada. El programa SAP 2000 realiza esta comprobación de acuerdo con la norma del Eurocódigo 3 – 2005.



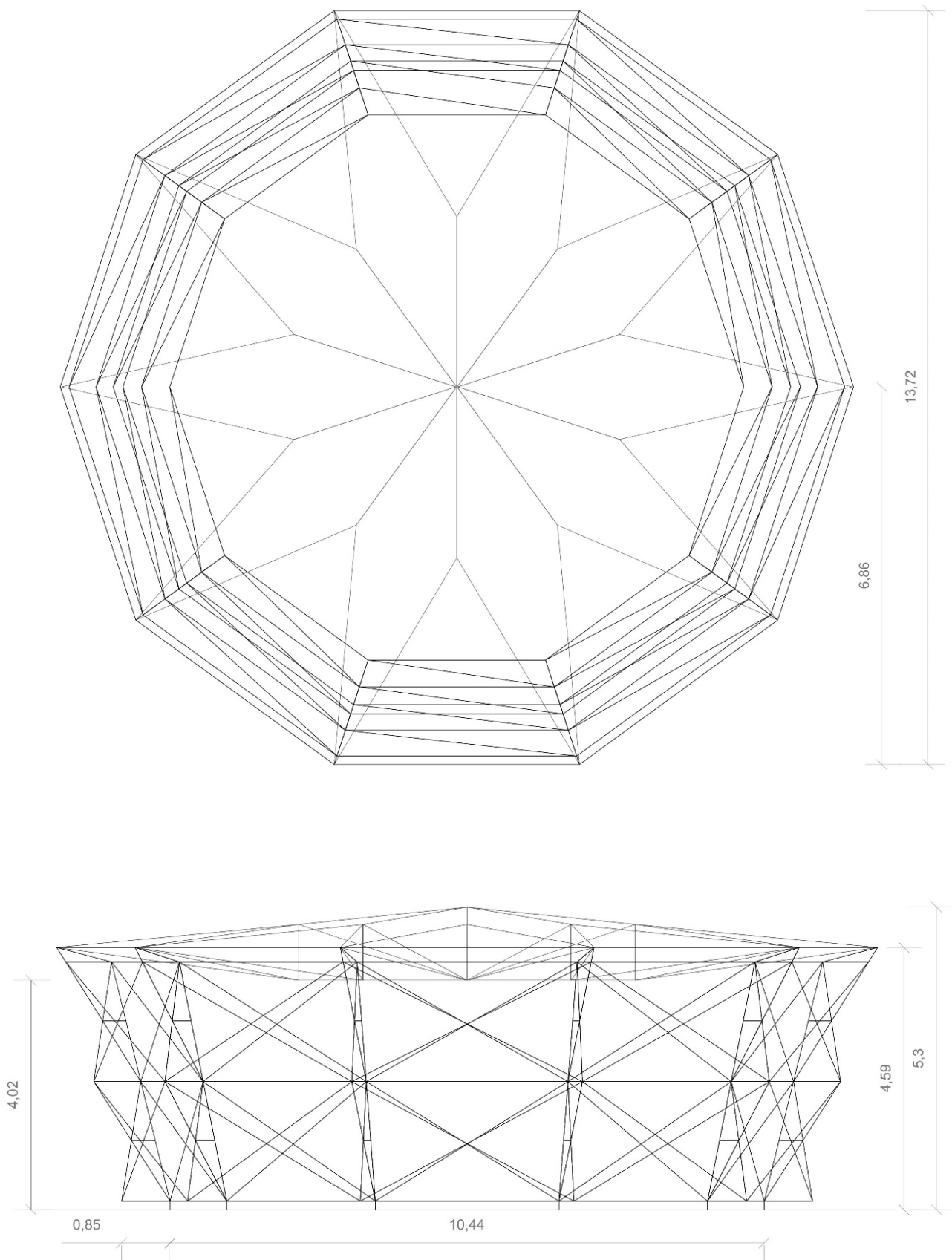
Se observa que los cables más solicitados son lógicamente los inferiores cuyo aprovechamiento se encuentra por encima del 70 %, siendo los cables superiores que no forman parte de la celosía principal los que tienen un menor aprovechamiento. Por lógica constructiva se ha decidido unificar perfiles al no ser necesarios

Para los mástiles se comprueba que con perfiles mínimos las solicitaciones siguen siendo bajas al estar sometidos exclusivamente a esfuerzos de compresión, localizando el límite elástico para su sección útil y acero S 275 en 117 KN y estando sometidas a axiles de compresión máximos de 9,4 KN.

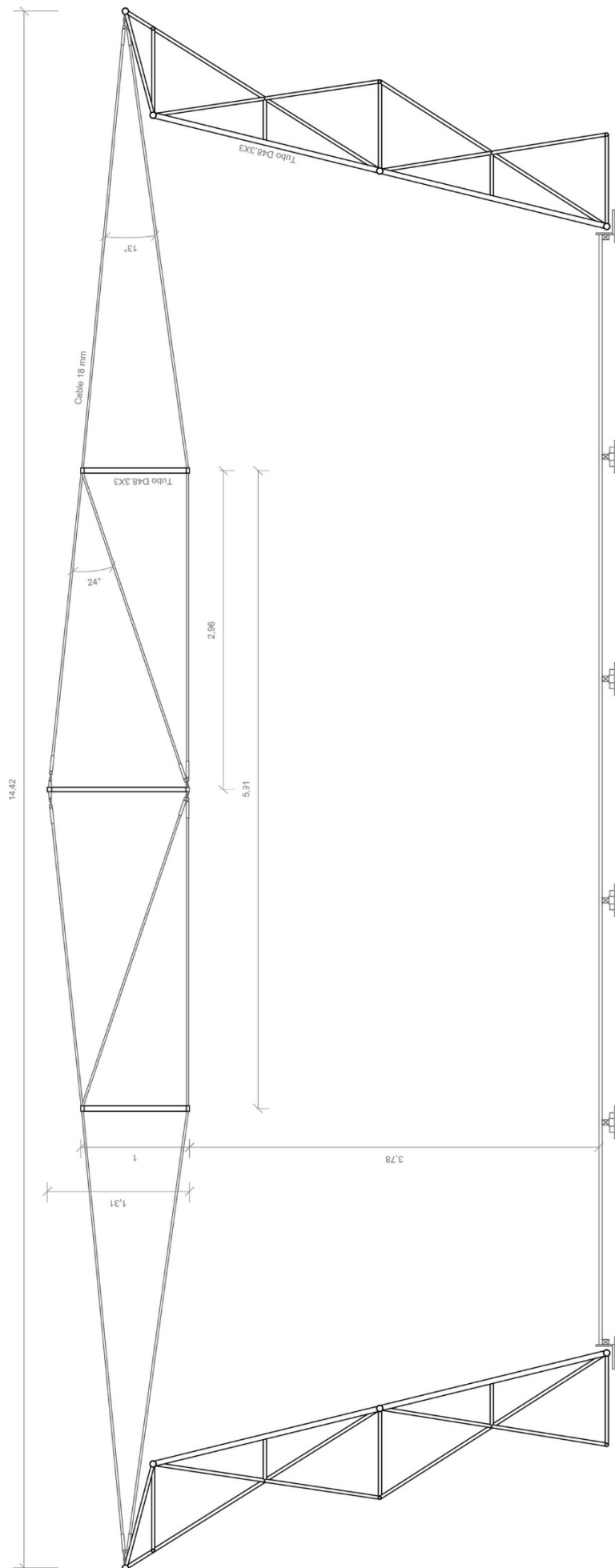
#### 4.4.2.- Modelo 2

##### 4.4.2.1.- Modelo geométrico acotado de la propuesta

Para analizar el primero modelo mediante el programa SAP2000 v17 se ha generado primero la geometría del pabellón con el programa de diseño AutoCAD 2014.



**4.4.2.2.- Modelo estructural acotado y con definición de sus elementos**



#### 4.4.2.3.- Materiales

Los materiales utilizados en la estructura del pabellón serán:

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficientes parciales de seguridad del material ( $\gamma_{M0}$ )
Perfil tubular	S 275 JR	Normal	1,05
Cable de acero	160 kg/ mm <sup>2</sup>	Normal	1,05

**Tensión de límite elástico  $f_{yk}$** = 275 N/mm<sup>2</sup>

**Densidad:**  $\rho$  = 7850 Kg/m<sup>3</sup>

**Módulo de elasticidad:** E = 210000 N/mm<sup>2</sup>

**Módulo de rigidez:** 81000 N/mm<sup>2</sup>

**Coefficiente de Poisson:** 0,3

**Tensión de límite elástico  $f_{yk}$** = 1600 N/mm<sup>2</sup>

**Densidad:**  $\rho$  = 7850 Kg/m<sup>3</sup>

**Módulo de elasticidad:** E = 150000 N/mm<sup>2</sup>

**Módulo de rigidez:** 57692,31 N/mm<sup>2</sup>

**Coefficiente de Poisson:** 0,3

- Definición del acero empleado para el cálculo de la estructura en el programa SAP2000 v17

#### NIVELES DE CONTROL

Por parte de la Propiedad -> Nivel de control del proyecto de estructura:

**Control a nivel normal.**

Durante la ejecución de las obras, la Dirección Facultativa realizará los controles siguientes:

- Control de la conformidad de los productos que se suministren a la obra.
- Control de ejecución de la estructura. Nivel de control de la ejecución:

**Control de ejecución a nivel normal.**

- Control de la estructura terminada.

Nivel de control del acero: **Normal**



#### 4.4.2.4.- Comprobación comportamiento de la estructura

Para el segundo pabellón objeto de estudio con unas luces de 12,7 m y una geometría circular, ha sido necesario un aumento del diámetro de los cables y de las cargas de pretensado al haber reducido el canto de la cubierta y no conseguirse la misma estabilidad para los mástiles que en la cubierta anterior con arriostramientos a noventa grados.

#### 4.4.2.5.- Tipos de perfiles

Como perfil para los mástiles en compresión de la estructura de la cubierta de aspensión, se utiliza un perfil tubular D48.3X3 de acero S 275 JR (e = 3 mm), siendo posible utilizar uno de los perfiles estructurales más reducidos que se encuentran y cumplir las sollicitaciones al estar trabajando sólo a esfuerzos de compresión.

Para los cables pretensados que soportarán las cargas axiales de tracción, se emplearán cables de igual paso Warrington. En el cable Warrington la capa exterior de los cordones tiene doble número de alambres que la interior, y sus diámetros son alternativamente mayores y menores para encajar perfectamente en los entrantes y salientes de la capa anterior. Son cables muy flexibles en relación con el diámetro de los alambres.

Se escoge un cable con las siguientes características:

**Notación:** 6 X 19 WARRINGTON

**Ø Cable:** 18 mm

**Ø Alambre:** 1,32 mm

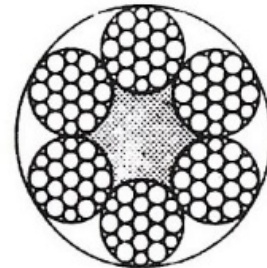
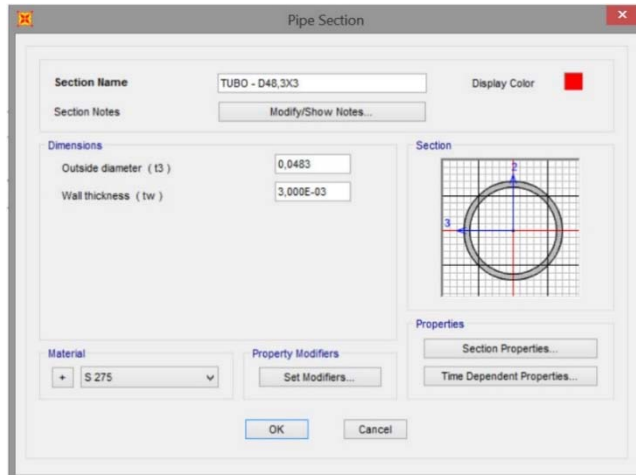
**Peso por metro:** 1,195 kg/m

**Calidad:**  $160 \text{ kg/mm}^2 = 1,6 \text{ KN/mm}^2$

**Carga de rotura:** 20700 kg = 207 KN

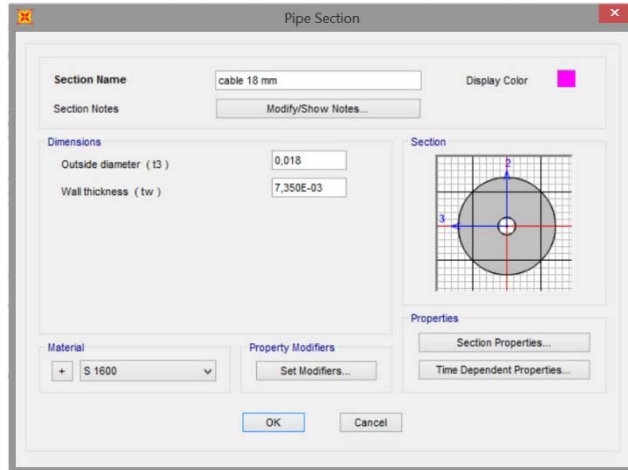
**Carga útil de trabajo:** 4140 kg = 41,4 KN

**Arrollamiento conveniente Ø:** 660 mm



**DIN**  
**3059**

A la hora de introducir el perfil en el programa de cálculo, se considera que este será un perfil tubular de 18 mm de diámetro y 7,35 mm de espesor, ya que para el cálculo de cables pretensados el programa no considera el comportamiento de estos, con lo que es necesario realizar una extrapolación del cálculo de perfiles tubulares mediante la consideración del cable como un perfil prácticamente macizo.

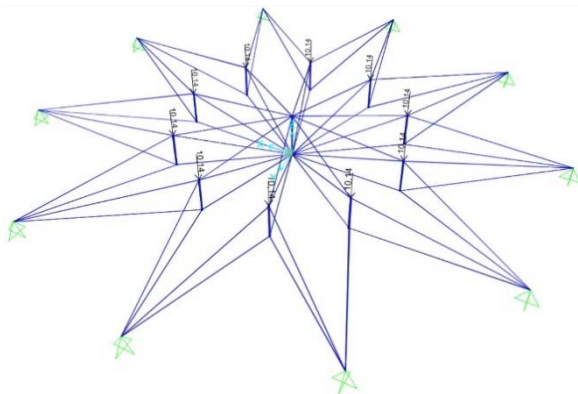


#### 4.4.2.6.- Acciones

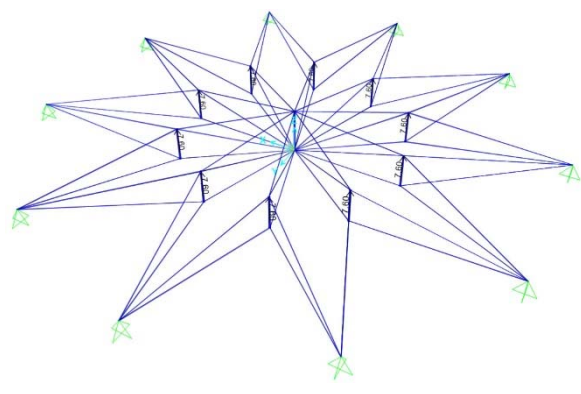
Al ser estructuras de cubiertas de dimensiones reducidas, consideraremos para el cálculo únicamente las acciones de peso propio (DEAD), viento y pretensado de cables.

Como el objeto del cálculo es la cubierta de aspensión, se considera que acciones como el viento únicamente se aplican sobre la misma y se asume que la estructura soporte de la cubierta responde a estos esfuerzos horizontales.

Tipo de acción	Designación	Tipo de carga	Valor	Superficie de actuación
Acciones permanentes	Peso propio (DEAD)	Superficial	C. 18 mm: 1,195 kg/m C. 16 mm: 0,945 kg/m T. D48.3X3: 3,36 kg/m T. D60.3X3: 4,24 kg/m	Perfiles estructurales
Acciones variables	Viento presión (Sob01)	Superficial	0,8 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta
Acciones variables	Viento succión (Sob02)	Superficial	0,6 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta
Pretensado	Variación térmica (Term)	Puntual	87,35 KN	Apoyos



Aplicación de la carga de presión como carga puntual de 10,14 KN



Aplicación de la carga de succión como carga puntual de 7,6 KN

#### 4.4.2.7.- Combinaciones

A la hora de introducir las hipótesis simples en combinaciones para el cálculo del comportamiento de la estructura, se definen las siguientes combinaciones:

COMB01 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado)

COMB02 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado) + SOB01 (Viento presión)

COMB03 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado) + SOB02 (Viento succión)

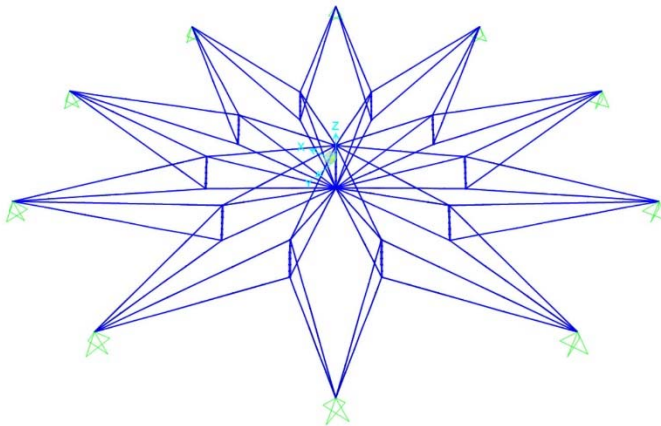
#### 4.4.2.8.- Estudio de deformaciones

Se analizan las deformaciones de la estructura respecto a la normativa vigente, estableciéndose la limitación de flecha en L/300 según el DB-SE en su apartado 4.3.3.1 sobre deformaciones.

L = 12,7 m

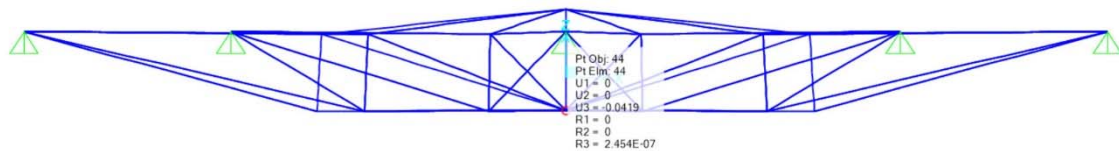
$$\frac{L}{300} = \frac{12,7 \text{ m}}{300} = 0,0423 \text{ m} = 4,23 \text{ cm}$$

**Deformaciones del modelo con combinación pésima (G + sob01 + term)**

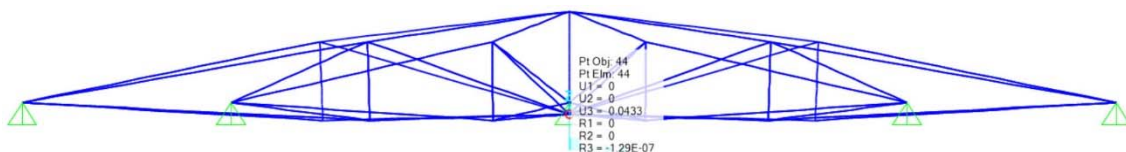


#### Cumplimiento de flecha

Combinación con viento presión (G + Sob01 +term)



Combinación con viento succión (G + Sob02 +term)



Como podemos comprobar en las capturas realizadas sobre el programa de cálculo, la flecha máxima en el punto más desfavorable de la cubierta es de 4,19 cm < 4,23 cm (límite).

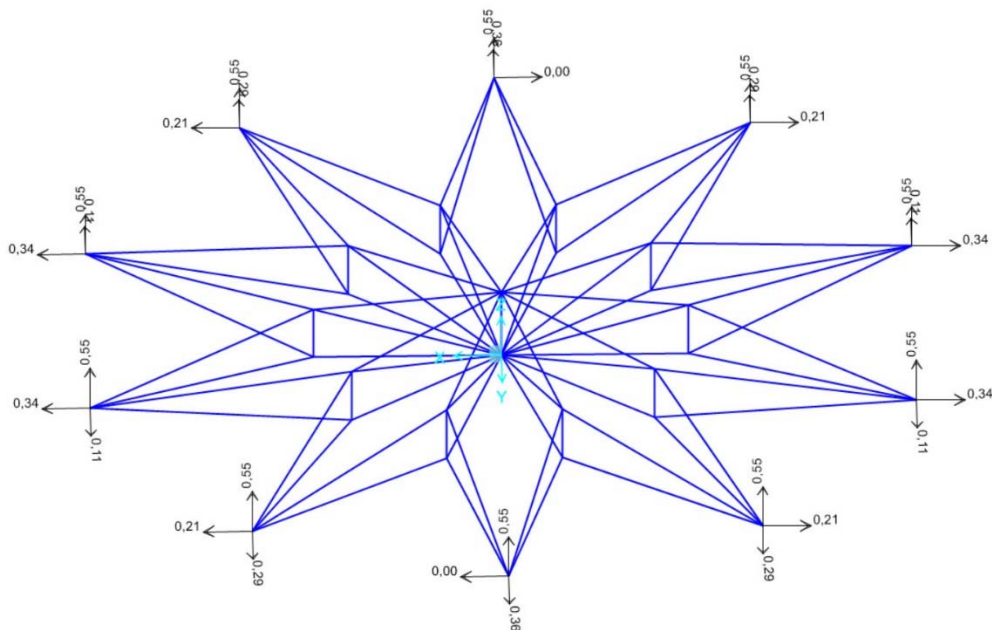
#### 4.4.2.9.- Reacciones en los apoyos. Análisis

A continuación se analizan las reacciones en los apoyos considerando la actuación de las hipótesis simples de viento presión (Sob01) y viento succión (Sob02). También se extraerán las cargas necesarias para el pretensado de los cables analizando la hipótesis simple de variación térmica inducida (term).

La suma total de las reacciones de las hipótesis simples en los apoyos, será la carga que deberá soportar el arco de compresión del pabellón sobre el que apoya la cubierta.

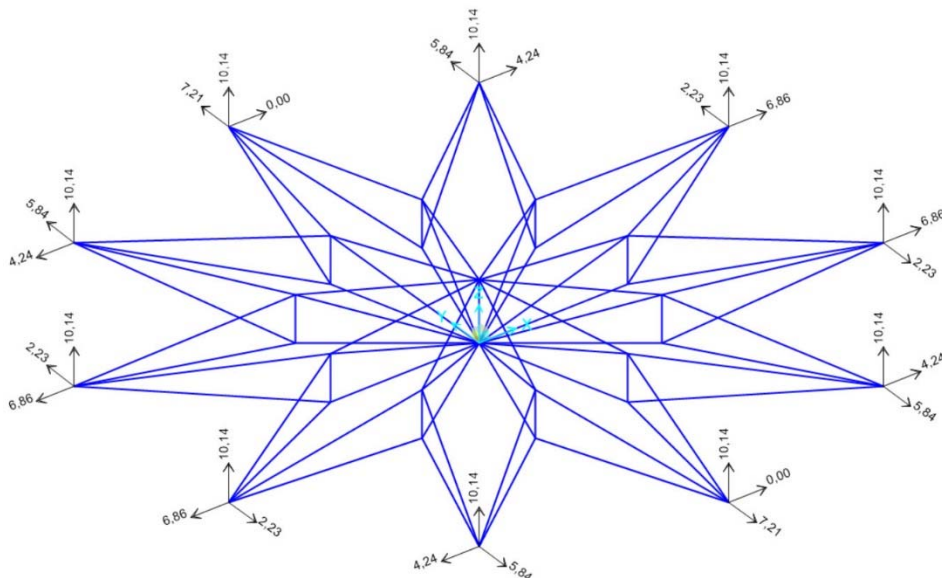
##### 4.4.2.9.1.- Peso propio (Dead)

Se comprueba que las reacciones en los apoyos por peso propio sean simétricas y no haya grandes diferencias ni reacciones que no verifiquen el comportamiento normal del modelo.



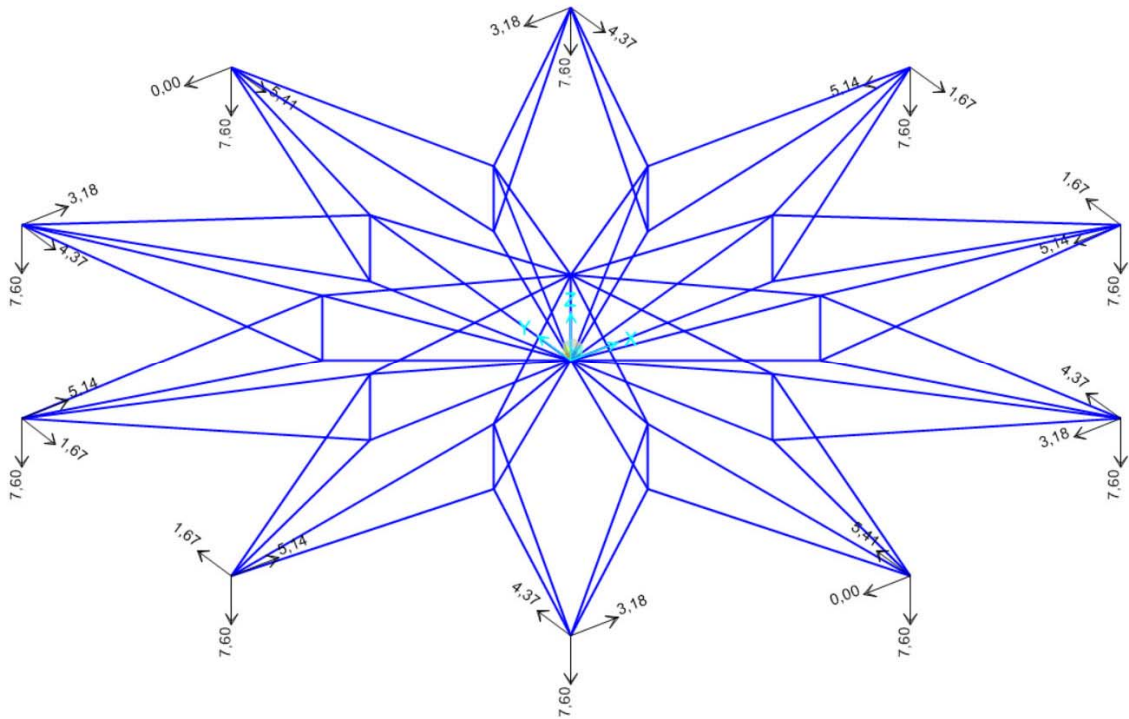
##### 4.4.2.9.2.- Viento Presión (Sob01)

La primera comprobación que realizamos es la de realizar la sumatoria de reacciones verticales en los apoyos y asegurar que su resultado es igual a la carga de presión. Así mismo podemos ver las fuerzas horizontales que se derivan únicamente de la aplicación de esta carga sin contar el pretensado.



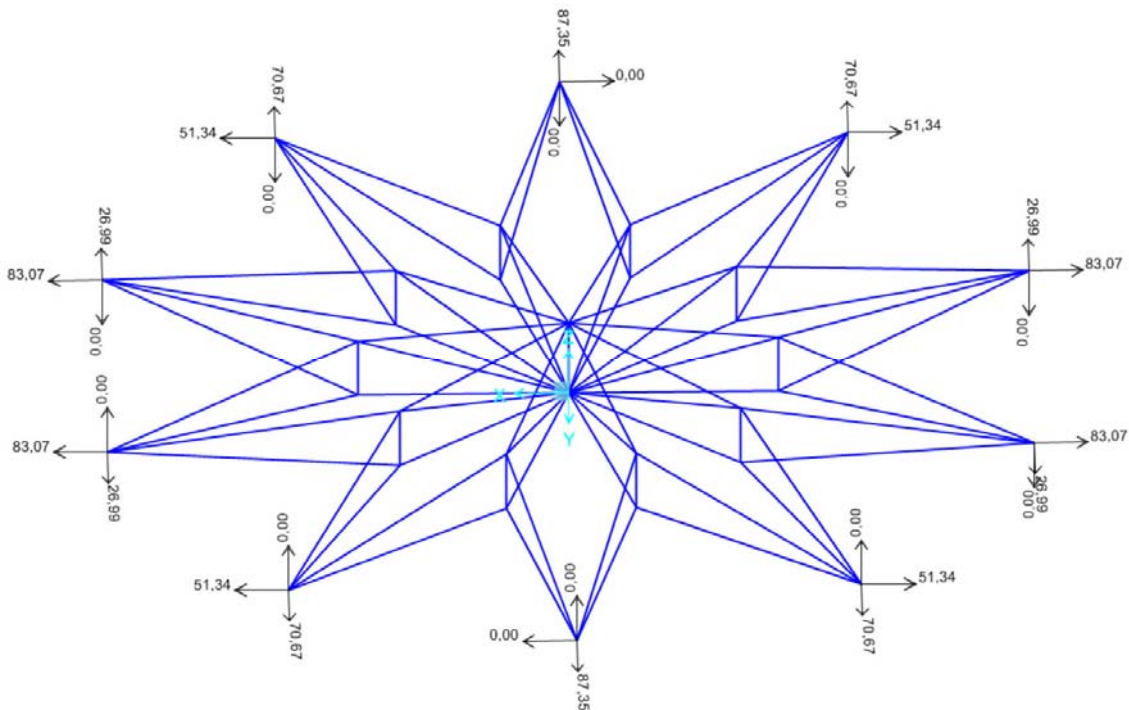
#### 4.4.2.9.3.- Viento Succión (Sob02)

Se realiza la misma operación para la carga de succión y se realiza la sumatoria de reacciones verticales para verificar que es igual a la carga aplicada.



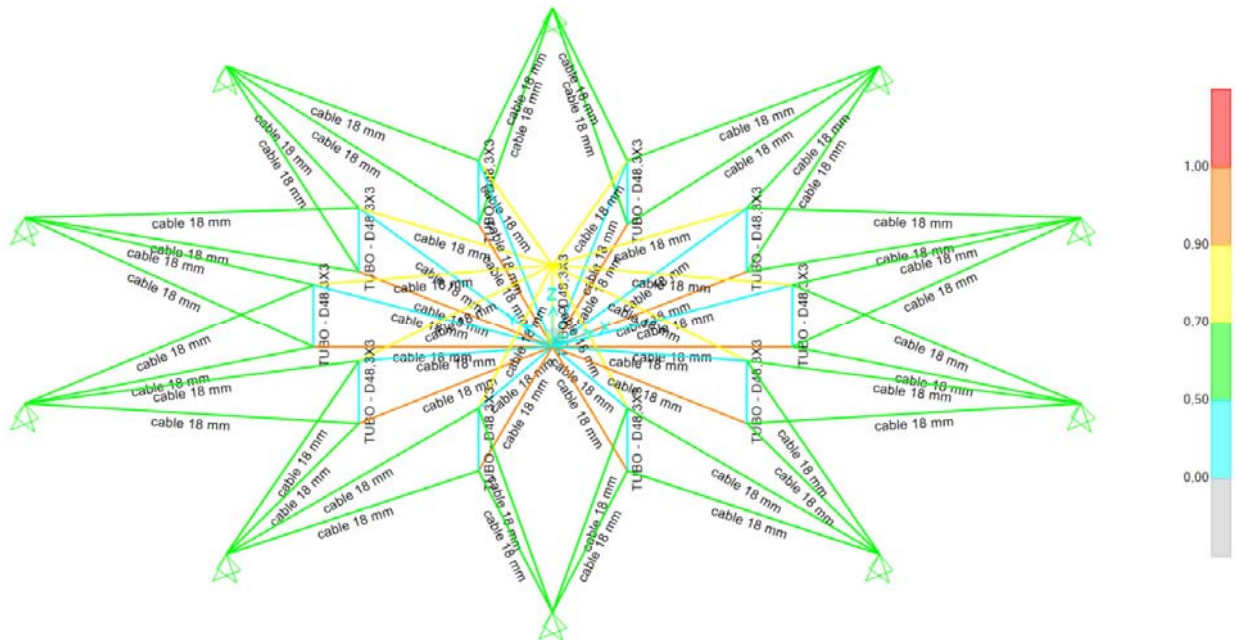
#### 4.4.2.9.4.- Pretensado (Term)

La última comprobación es la de la carga de pretensado en la que se observa que las reacciones horizontales derivadas de esta carga sumadas a las producidas por las acciones de peso propio y viento den como resultado las tracciones que debe soportar el arco de compresión en estos puntos.



#### 4.4.2.10.- Dimensionado y aprovechamiento de perfiles

Se comprueba que el aprovechamiento de los perfiles se encuentra dentro de una relación sección – solicitación adecuada. El programa SAP 2000 realiza esta comprobación de acuerdo con la norma del Eurocódigo 3 – 2005.



Aquí también los cables más solicitados son los inferiores cuyo aprovechamiento se encuentra por encima del 90 %, siendo los cables superiores los que tienen un menor aprovechamiento. Por lógica constructiva se ha decidido unificar perfiles al no suponer un gran ahorro de material el disponer dos tipos de cables.

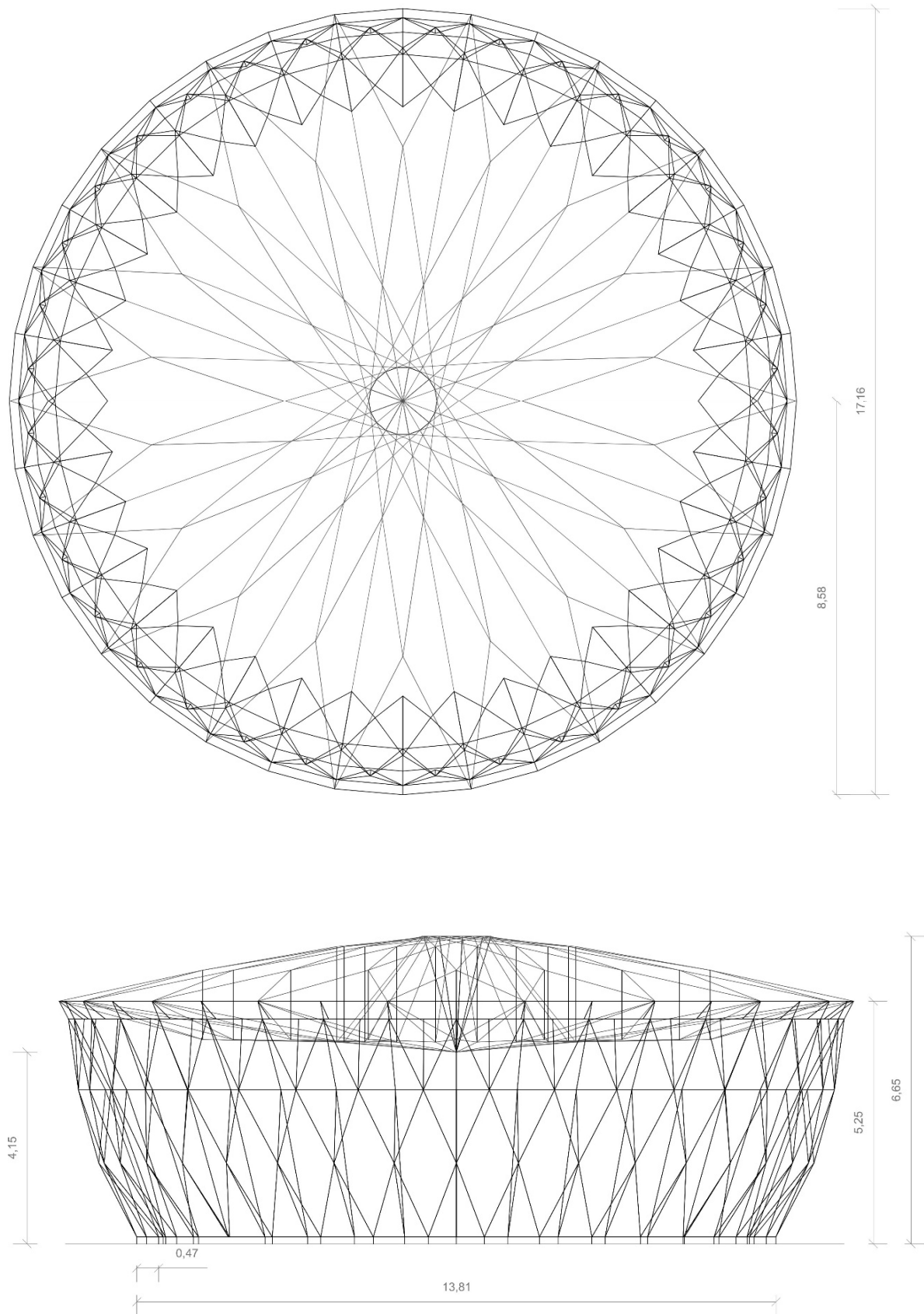
Para los mástiles se comprueba que con perfiles mínimos las solicitaciones siguen siendo bajas al estar sometidos exclusivamente a esfuerzos de compresión, localizando el límite elástico para su sección útil y acero S 275 en 117 KN y estando sometidas a axiles de compresión máximos de 54,7 KN en el mástil central.

#### 4.4.3.- Modelo 3

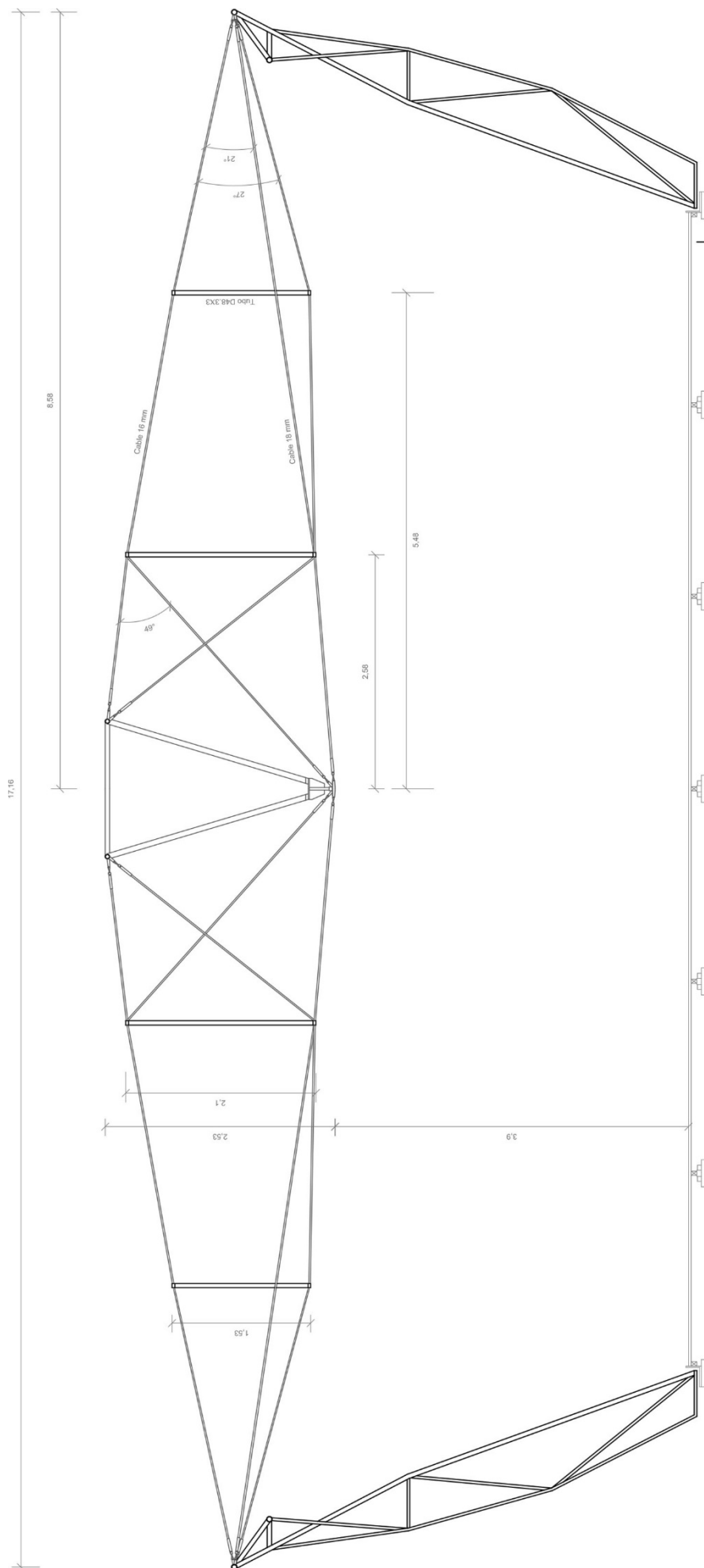
##### 4.4.3.1.- Modelo geométrico acotado de la propuesta

Para analizar el primero modelo mediante el programa SAP2000 v17 se ha generado primero la geometría del pabellón con el programa de diseño AutoCAD 2014.

La estructura cubre una superficie de unos 230 m<sup>2</sup>, disponiéndose en el centro de la cubierta una abertura para la ventilación del mismo, lo que complejiza el diseño al incluir un arco de tracción central al que estarán unidos los cables superiores y hace necesario el diseño de un grupo de perfiles que transmitirán las compresiones de los cables inferiores.



**4.4.3.2.- Modelo estructural acotado y con definición de sus elementos**





#### 4.4.3.3.- Materiales

Los materiales utilizados en la estructura del pabellón serán:

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficientes parciales de seguridad de seguridad del material ( $\gamma_{M0}$ )
Perfil tubular	S 275 JR	Normal	1,05
Cable de acero	160 kg/ mm <sup>2</sup>	Normal	1,05

**Tensión de límite elástico  $f_{yk}$** = 275 N/mm<sup>2</sup>

**Densidad:**  $\rho$  = 7850 Kg/m<sup>3</sup>

**Módulo de elasticidad:** E = 210000 N/mm<sup>2</sup>

**Módulo de rigidez:** 81000 N/mm<sup>2</sup>

**Coefficiente de Poisson:** 0,3

**Tensión de límite elástico  $f_{yk}$** = 1600 N/mm<sup>2</sup>

**Densidad:**  $\rho$  = 7850 Kg/m<sup>3</sup>

**Módulo de elasticidad:** E = 150000 N/mm<sup>2</sup>

**Módulo de rigidez:** 57692,31 N/mm<sup>2</sup>

**Coefficiente de Poisson:** 0,3

- Definición del acero empleado para el cálculo de la estructura en el programa SAP2000 v17

#### NIVELES DE CONTROL

Por parte de la Propiedad -> Nivel de control del proyecto de estructura:

**Control a nivel normal.**

Durante la ejecución de las obras, la Dirección Facultativa realizará los controles siguientes:

- Control de la conformidad de los productos que se suministren a la obra.
- Control de ejecución de la estructura. Nivel de control de la ejecución:

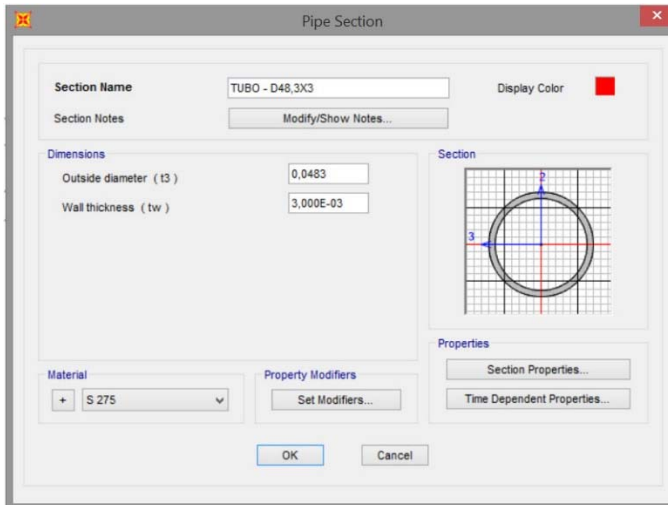
**Control de ejecución a nivel normal.**

- Control de la estructura terminada.

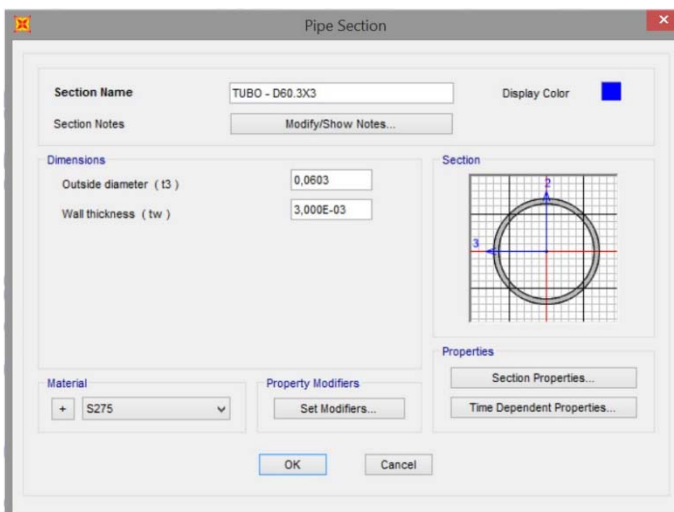
Nivel de control del acero: **Normal**

#### 4.4.3.5.- Tipos de perfiles

Como perfiles para los mástiles en compresión de la estructura de la cubierta de aspensión, se utilizan perfiles tubulares D48.3X3 (e = 3 mm) para los mástiles exteriores y los que forman el anillo de tracción interior.



Para los perfiles en compresión interiores se utilizan perfiles tubulares D60.3X3 (e = 3 mm) de acero S 275 JR, ya que la sección de los perfiles anteriores resulta insuficiente.



Para los cables pretensados que soportarán las cargas axiales de tracción, se emplearán cables de igual paso Warrington. En el cable Warrington la capa exterior de los cordones tiene doble número de alambres que la interior, y sus diámetros son alternativamente mayores y menores para encajar perfectamente en los entrantes y salientes de la capa anterior. Son cables muy flexibles en relación con el diámetro de los alambres.

Se escoge un cable con las siguientes características:

**Notación:** 6 X 19 WARRINGTON

**Ø Cable:** 18 mm

**Ø Alambre:** 1,32 mm

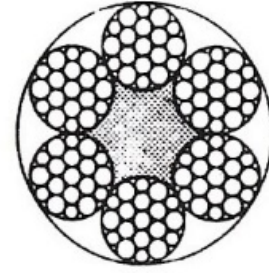
**Peso por metro:** 1,195 kg/m

**Calidad:**  $160 \text{ kg/mm}^2 = 1,6 \text{ KN/mm}^2$

**Carga de rotura:** 20700 kg = 207 KN

**Carga útil de trabajo:** 4140 kg = 41,4 KN

**Arrollamiento conveniente Ø:** 660 mm



**DIN**  
**3059**

**Notación:** 6 X 19 WARRINGTON

**Ø Cable:** 16 mm

**Ø Alambre:** 1,18 mm

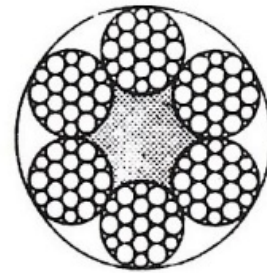
**Peso por metro:** 0,945 kg/m

**Calidad:**  $160 \text{ kg/mm}^2 = 1,6 \text{ KN/mm}^2$

**Carga de rotura:** 16400 kg = 164 KN

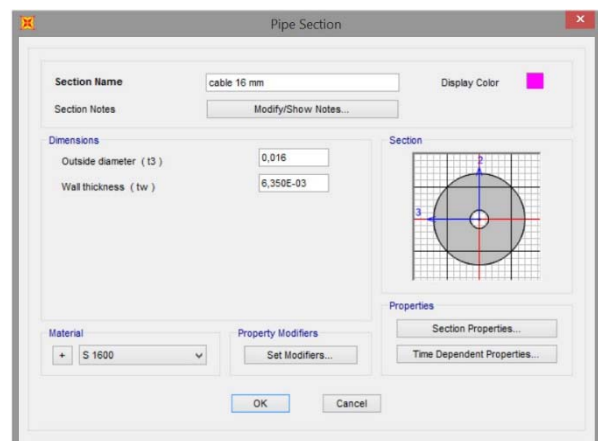
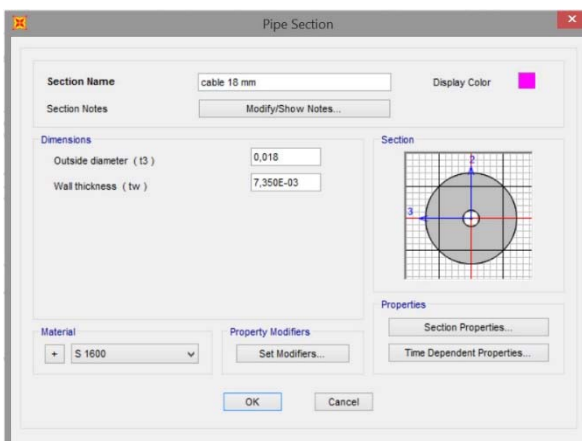
**Carga útil de trabajo:** 3280 kg = 32,8 KN

**Arrollamiento conveniente Ø:** 590 mm



**DIN**  
**3059**

A la hora de introducir los perfiles en el programa de cálculo, se considera que serán perfiles tubulares de 18 mm de diámetro ( $e = 7,35 \text{ mm}$ ) y 16 mm ( $e = 6,35 \text{ mm}$ ), ya que para el cálculo de cables pretensados el programa no considera el comportamiento de estos, con lo que es necesario realizar una extrapolación del cálculo de perfiles tubulares mediante la consideración del cable como un perfil prácticamente macizo.



#### 4.4.3.6.- Acciones

Al ser estructuras de cubiertas de dimensiones reducidas, consideraremos para el cálculo únicamente las acciones de peso propio (DEAD), viento y pretensado de cables.

Como el objeto del cálculo es la cubierta de aspersión, se considera que acciones como el viento únicamente se aplican sobre la misma y se asume que la estructura soporte de la cubierta responde a estos esfuerzos horizontales.

Tipo de acción	Designación	Tipo de carga	Valor	Superficie de actuación
Acciones permanentes	Peso propio (DEAD)	Lineal	C. 18 mm: 1,195 kg/m C. 16 mm: 0,945 kg/m T. D48.3X3: 3,36 kg/m T. D60.3X3: 4,24 kg/m	Perfiles estructurales
Acciones variables	Viento presión (Sob01)	Superficial	0,8 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta
Acciones variables	Viento succión (Sob02)	Superficial	0,6 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta
Pretensado	Variación térmica (Term)	Puntual	68,2 KN	Apoyos

#### 4.4.3.7.- Combinaciones

A la hora de introducir las hipótesis simples en combinaciones para el cálculo del comportamiento de la estructura, se definen las siguientes combinaciones:

COMB01 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado)

COMB02 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado) + SOB01 (Viento presión)

COMB03 = DEAD (Peso propio) + TERM (carga de pretensado) + SOB02 (Viento succión)

#### 4.4.3.8.- Estudio de deformaciones

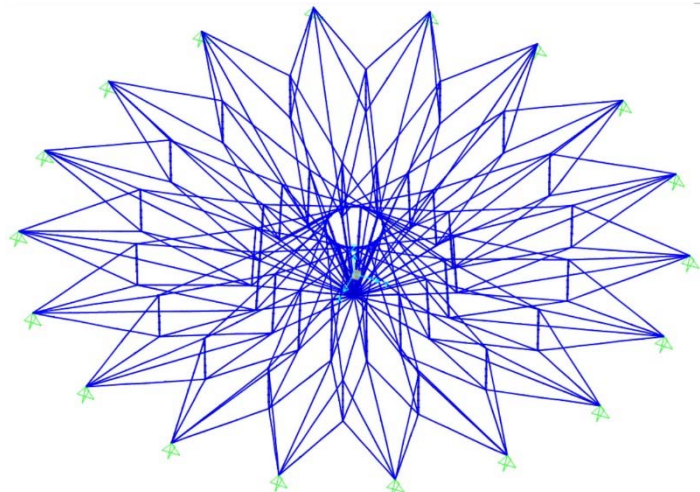
Se analizan las deformaciones de la estructura respecto a la normativa vigente, estableciéndose la limitación de flecha en L/300 según el DB-SE en su apartado 4.3.3.1 sobre deformaciones.

L = 17,16 m

$$\frac{L}{300} = \frac{17,16 \text{ m}}{300} = 0,0572 \text{ m} = 5,72 \text{ cm}$$

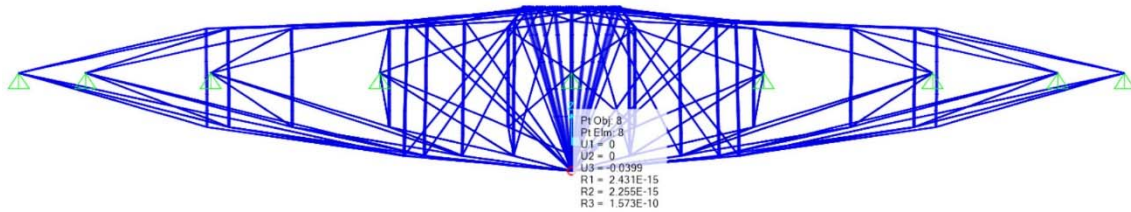
**Deformaciones del modelo** con combinación pésima (G + sob01 +term)

Para la comprobación de las deformaciones se realizará conforme a las combinaciones pésimas de presión succión.

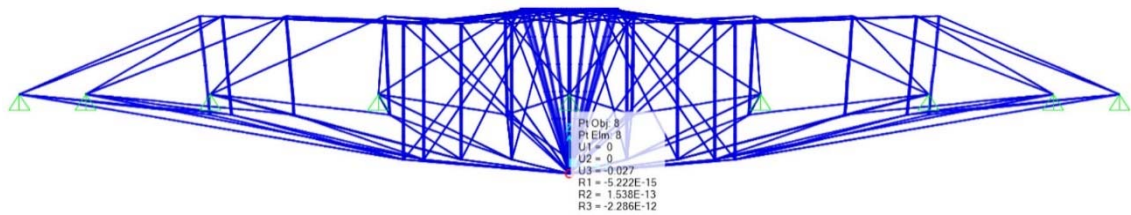


### Cumplimiento de flecha

**Deformaciones del modelo** con combinación pésima (G + sob01 +term)



**Deformaciones del modelo** con combinación pésima (G + sob02 +term)



Como podemos comprobar en las capturas realizadas sobre el programa de cálculo, la flecha máxima en el punto más desfavorable de la cubierta es de 4 cm < 5,72 cm (límite).

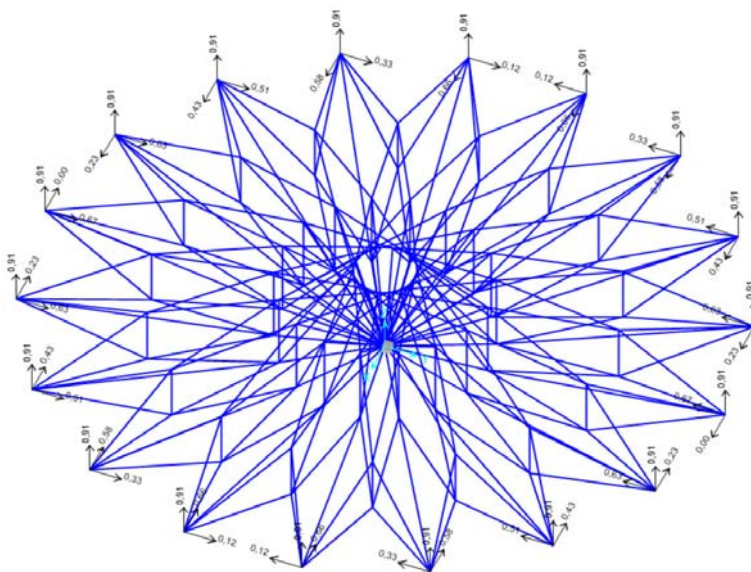
#### 4.4.3.9.- Reacciones en los apoyos. Análisis

A continuación se analizan las reacciones en los apoyos considerando la actuación de las hipótesis simples de viento presión (Sob01) y viento succión (Sob02). También se extraerán las cargas necesarias para el pretensado de los cables analizando la hipótesis simple de variación térmica inducida (term).

La suma total de las reacciones de las hipótesis simples en los apoyos, será la carga que deberá soportar el arco de compresión del pabellón sobre el que apoya la cubierta.

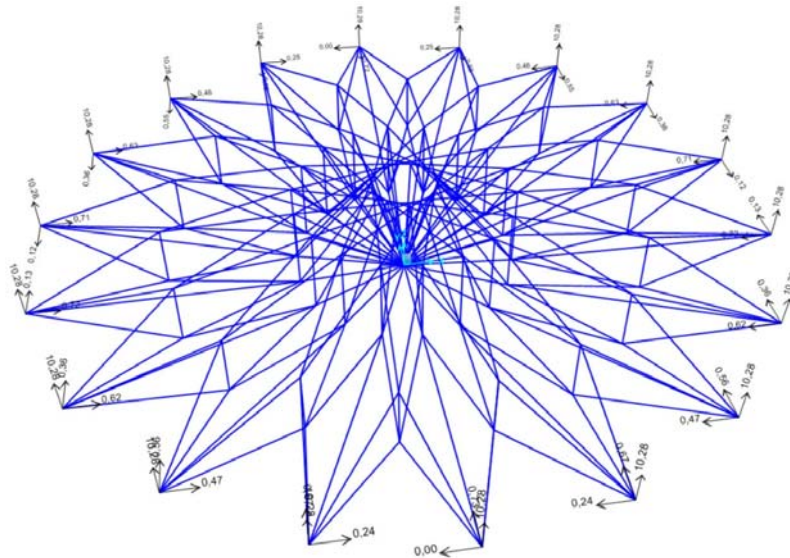
##### 4.4.3.9.1.- Peso propio (Dead)

Se comprueba que las reacciones en los apoyos por peso propio sean simétricas y no haya grandes diferencias ni reacciones que no verifiquen el comportamiento normal del modelo.



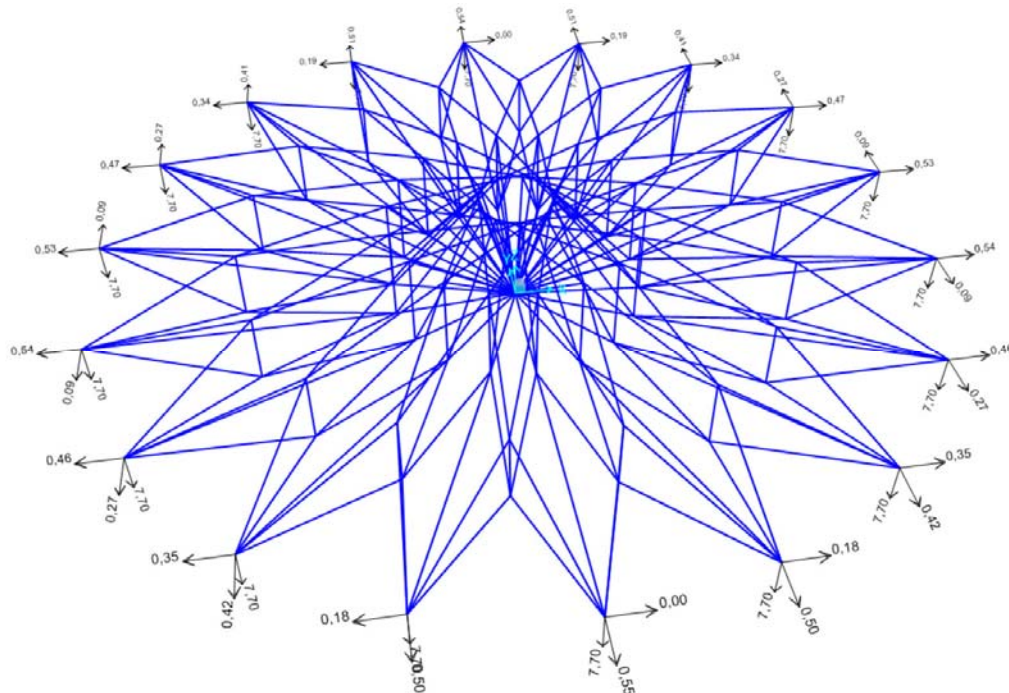
#### 4.4.3.9.2.- Viento Presión (Sob01)

La primera comprobación que realizamos es la de realizar la sumatoria de reacciones verticales en los apoyos y asegurar que su resultado es igual a la carga de presión. Así mismo podemos ver las fuerzas horizontales que se derivan únicamente de la aplicación de esta carga sin contar el pretensado.



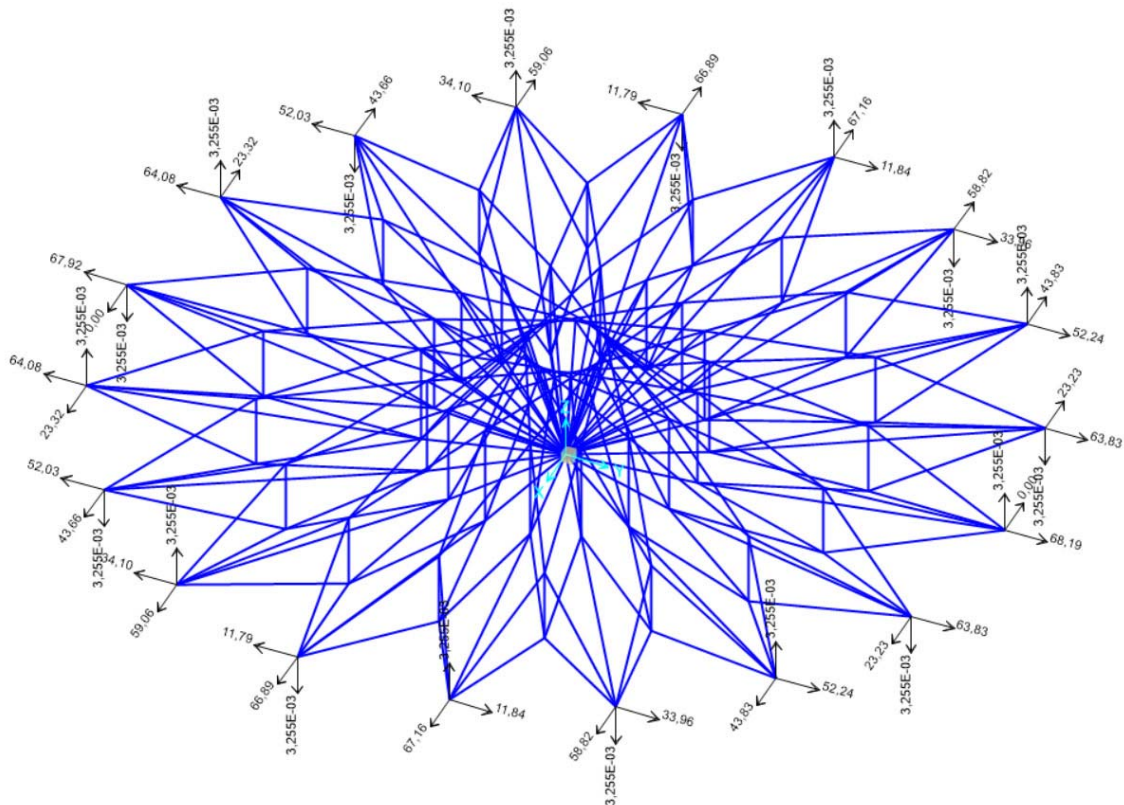
#### 4.4.3.9.3.- Viento Succión (Sob02)

Se realiza la misma operación para la carga de succión y se realiza la sumatoria de reacciones verticales para verificar que es igual a la carga aplicada.



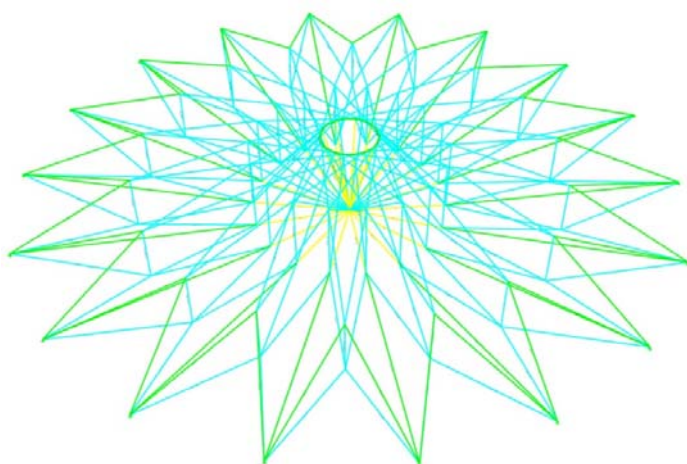
#### 4.4.3.9.4.- Pretensado (Term)

La última comprobación es la de la carga de pretensado en la que se observa que las reacciones horizontales derivadas de esta carga sumadas a las producidas por las acciones de peso propio y viento den como resultado las tracciones que debe soportar el arco de compresión en estos puntos.



#### 4.4.3.10.- Dimensionado y aprovechamiento de perfiles

Se comprueba que el aprovechamiento de los perfiles se encuentra dentro de una relación sección – sollicitación adecuada. El programa SAP 2000 realiza esta comprobación de acuerdo con la norma del Eurocódigo 3 – 2005.



Igual que en los modelos anteriores, los cables más solicitados son los inferiores cuyo aprovechamiento se encuentra por encima del 70 %, siendo los cables superiores los que tienen un menor aprovechamiento. Aquí resulta interesante designar dos tipos de perfiles, una sección de 18 mm para los cables inferiores y de 16 mm para los superiores.

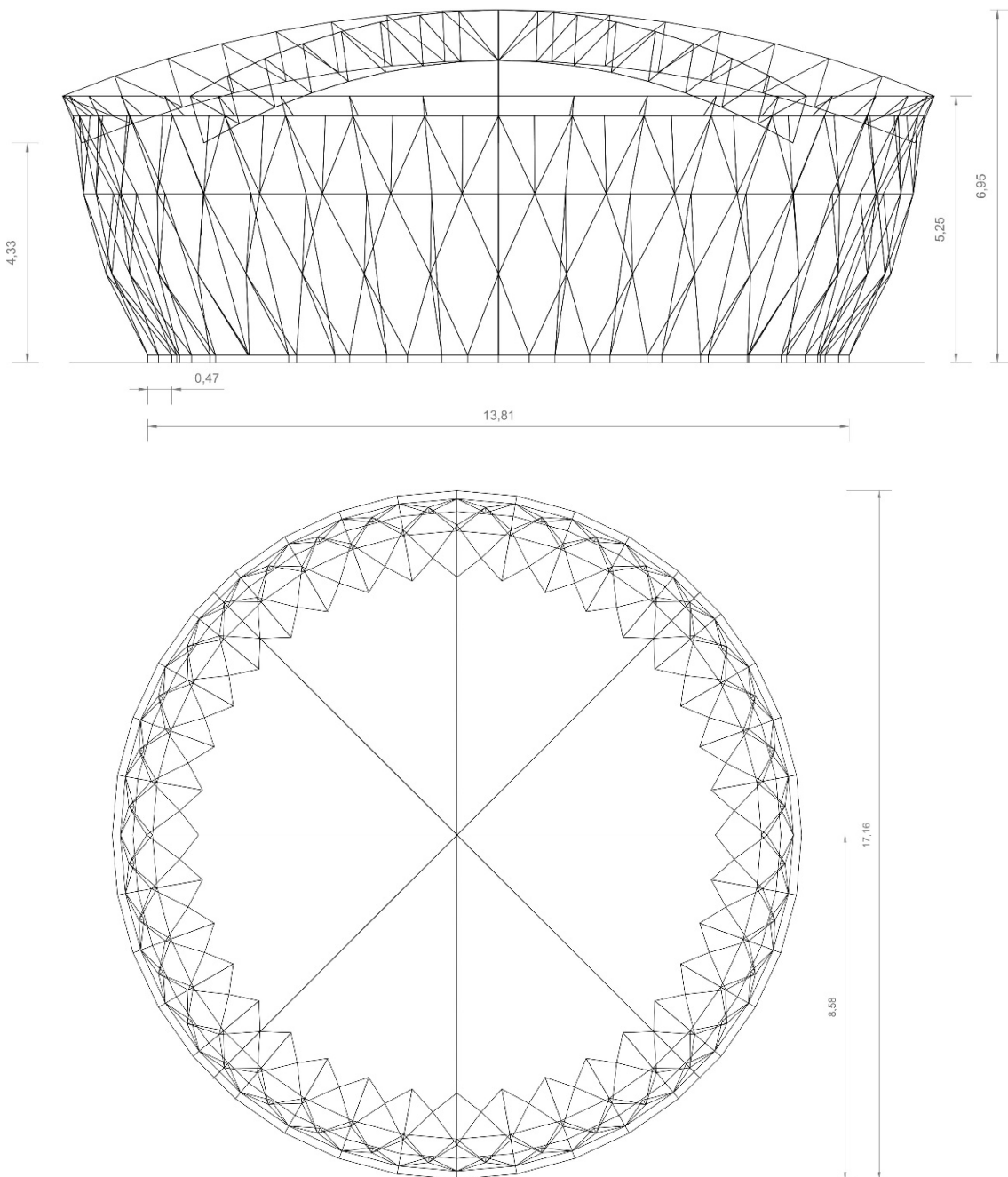
Para los mástiles se comprueba que con perfiles mínimos las solicitaciones siguen siendo bajas al estar sometidos exclusivamente a esfuerzos de compresión, localizando el límite elástico para su sección útil y acero S 275 en 117 KN y estando sometidas a axiles de compresión máximos de 54,7 KN. Será necesario incluir un perfil D60.3X3 para los tubos centrales en compresión.

#### 4.4.4.- Modelo 4

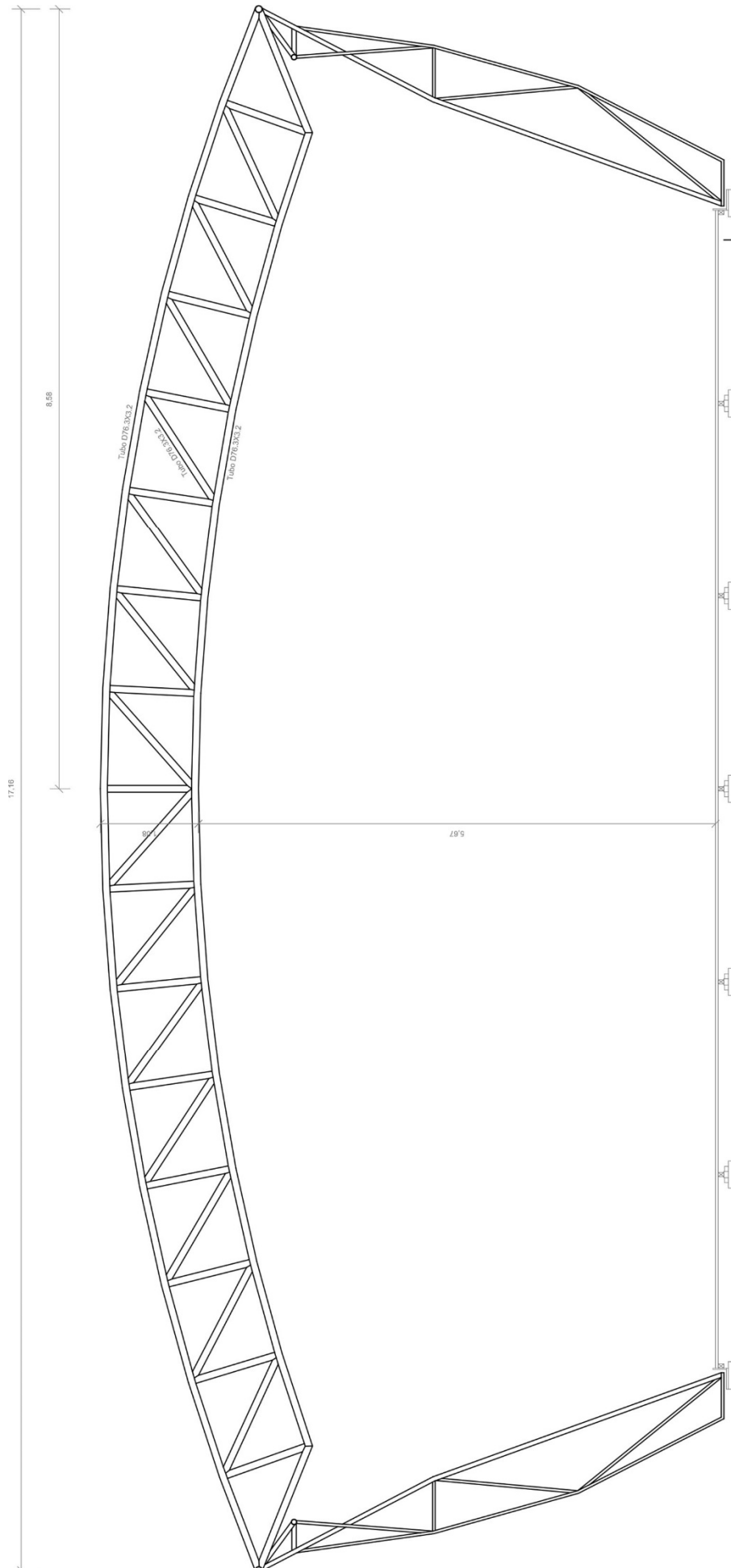
##### 4.4.4.1. Modelo geométrico acotado de la propuesta

Para analizar el primero modelo mediante el programa SAP2000 v17 se ha generado primero la geometría del pabellón con el programa de diseño AutoCAD 2014.

##### 4.4.4.2.- Modelo estructural acotado y con definición de sus elementos







#### 4.4.4.3.- Materiales

Los materiales utilizados en la estructura del pabellón serán:

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	Tipo de acero	Nivel de control	Coefficientes parciales de seguridad del material ( $\gamma_{M0}$ )
Perfil tubular	S 275 JR	Normal	1,05

**Tensión de límite elástico  $f_{yk}$** = 275 N/mm<sup>2</sup>  
**Densidad:**  $\rho$  = 7850 Kg/m<sup>3</sup>  
**Módulo de elasticidad:** E = 210000 N/mm<sup>2</sup>  
**Módulo de rigidez:** 81000 N/mm<sup>2</sup>  
**Coefficiente de Poisson:** 0,3

- Definición del acero empleado para el cálculo de la estructura en el programa SAP2000 v17

#### NIVELES DE CONTROL

Por parte de la Propiedad -> Nivel de control del proyecto de estructura:

**Control a nivel normal.**

Durante la ejecución de las obras, la Dirección Facultativa realizará los controles siguientes:  
 - Control de la conformidad de los productos que se suministren a la obra.

- Control de ejecución de la estructura. Nivel de control de la ejecución:

**Control de ejecución a nivel normal.**

- Control de la estructura terminada.

Nivel de control del acero: **Normal**

#### 4.4.4.4.- Comprobación comportamiento de la estructura

#### 4.4.4.5.- Tipos de perfiles

Como perfil para las cerchas del modelo con barras, se utiliza un perfil tubular D76.1X3.2 de acero S 275 JR de 3 mm de espesor.

#### 4.4.4.6.- Acciones

Al ser estructuras de cubiertas de dimensiones reducidas, consideraremos para el cálculo únicamente las acciones de peso propio (DEAD), viento y pretensado de cables.

Como el objeto del cálculo es la cubierta, se considera que acciones como el viento únicamente se aplican sobre la misma y se asume que la estructura soporte de la cubierta responde a estos esfuerzos horizontales.

Tipo de acción	Designación	Tipo de carga	Valor	Superficie de actuación
Acciones permanentes	Peso propio (DEAD)	Superficial	T. D76.1X3.2: 5,75 kg/m	Perfiles estructurales
Acciones variables	Viento presión (Sob01)	Superficial	0,8 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta
Acciones variables	Viento succión (Sob02)	Superficial	0,6 KN/m <sup>2</sup>	Cubierta

#### 4.4.4.7.- Combinaciones

A la hora de introducir las hipótesis simples en combinaciones para el cálculo del comportamiento de la estructura, se definen las siguientes combinaciones:

COMB02 = DEAD (Peso propio) + SOB01 (Viento presión)

COMB03 = DEAD (Peso propio) + SOB02 (Viento succión)

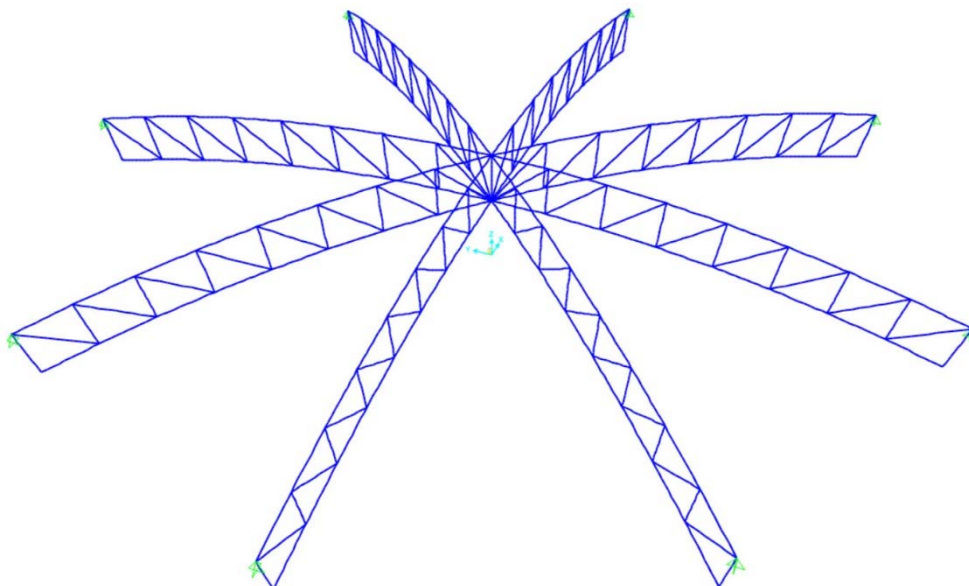
#### 4.4.4.8.- Estudio de deformaciones

Se analizan las deformaciones de la estructura respecto a la normativa vigente, estableciéndose la limitación de flecha en L/300 según el DB-SE en su apartado 4.3.3.1 sobre deformaciones.

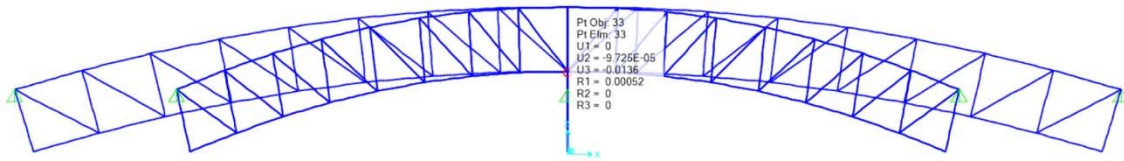
L = 17,16 m

$$\frac{L}{300} = \frac{17,16 \text{ m}}{300} = 0,0572 \text{ m} = 5,72 \text{ cm}$$

**Deformaciones del modelo** con combinación pésima (G + sob01 +term)



### Cumplimiento de flecha



Como podemos comprobar en las capturas realizadas sobre el programa de cálculo, la flecha máxima en el punto más desfavorable de la cubierta es de 1,4 cm < 5,72 cm (límite).

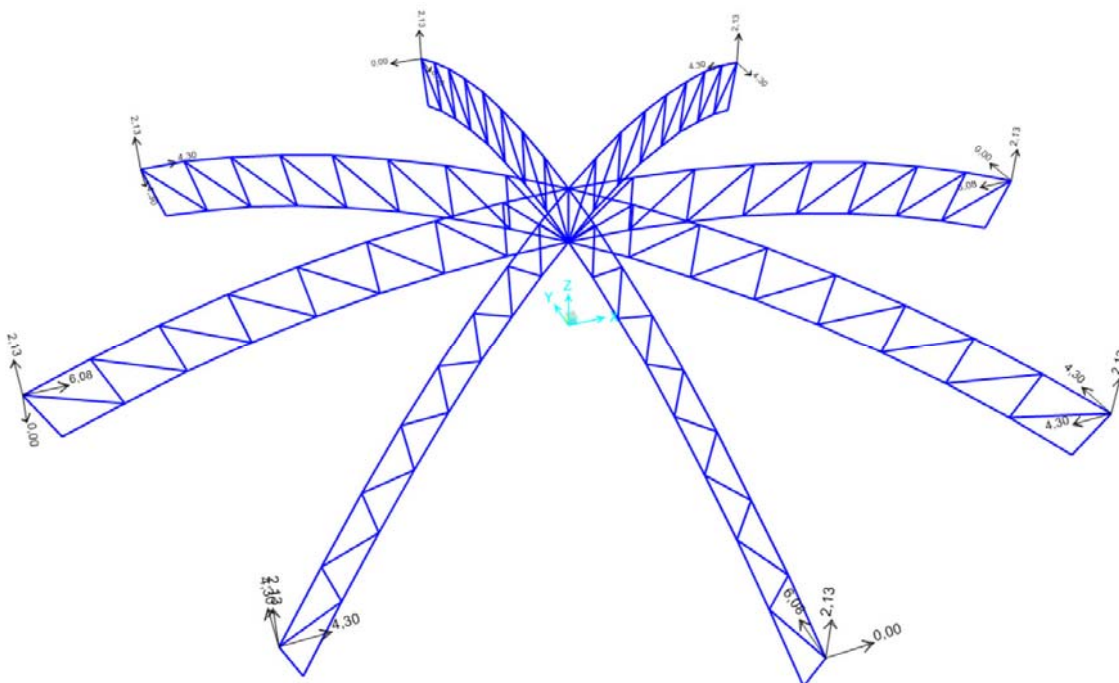
#### 4.4.4.9.- Reacciones en los apoyos. Análisis

A continuación se analizan las reacciones en los apoyos considerando la actuación de las hipótesis simples de viento presión (Sob01) y viento succión (Sob02).

La suma total de las reacciones de las hipótesis simples en los apoyos, será la carga que deberá soportar el arco del pabellón sobre el que apoya la cubierta. En estas hipótesis se obtienen reacciones horizontales de compresión en los apoyos por lo que el arco pasa de funcionar como un arco que recoge las tracciones del pretensado a funcionar como un arco traccionado debido a la manera en que se transmiten las cargas de las vigas a los apoyos.

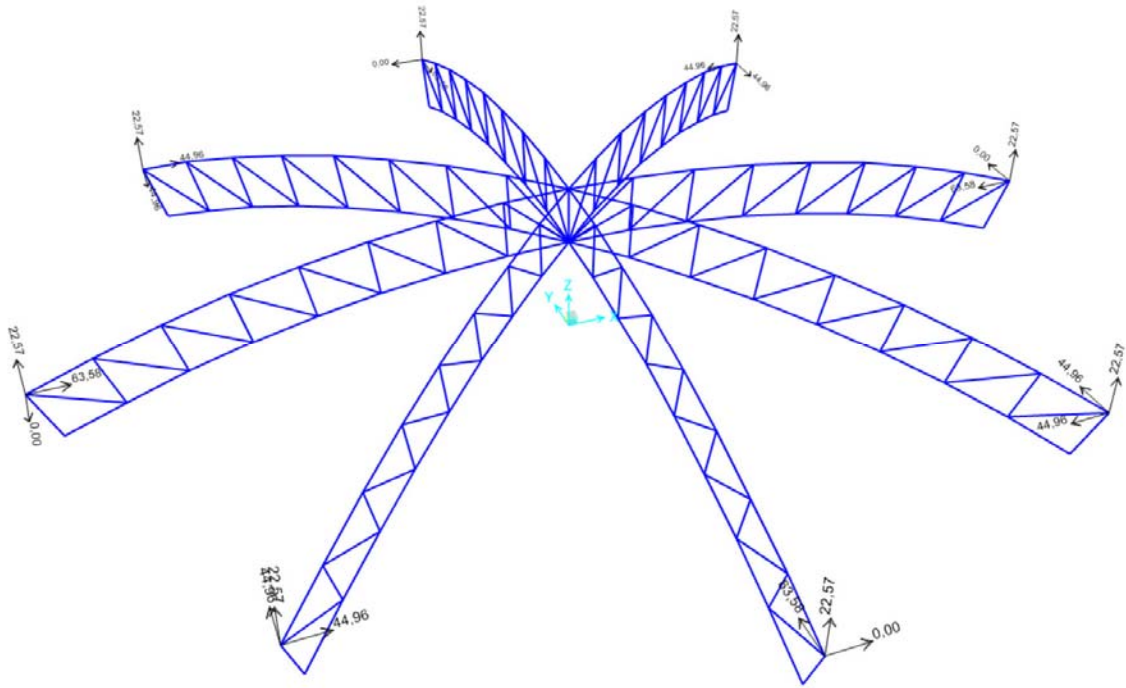
##### 4.4.4.9.1.- Peso propio (Dead)

Se comprueba que las reacciones en los apoyos por peso propio sean simétricas y no haya grandes diferencias ni reacciones que no verifiquen el comportamiento normal del modelo. Se obtiene de aquí el peso propio de la estructura y las compresiones producidas en los apoyos.



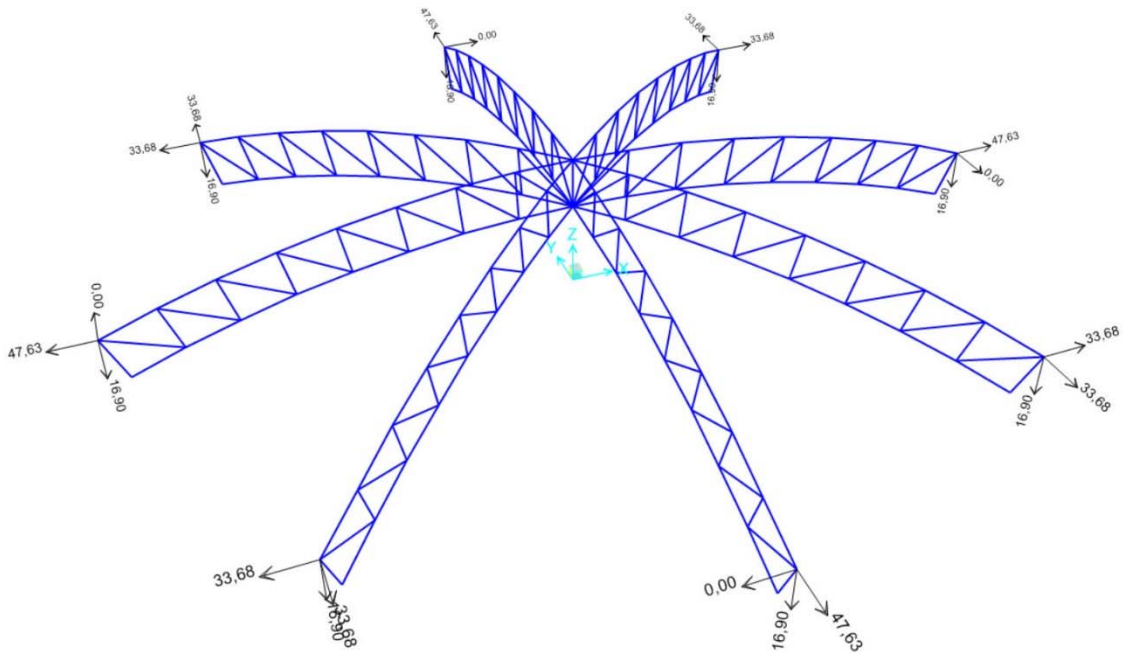
##### 4.4.4.9.2.- Viento Presión (Sob01)

La primera comprobación que realizamos es la de realizar la sumatoria de reacciones verticales en los apoyos y asegurar que su resultado es igual a la carga de presión. Así mismo podemos ver las fuerzas horizontales que se derivan únicamente de la aplicación de esta carga sin contar el pretensado



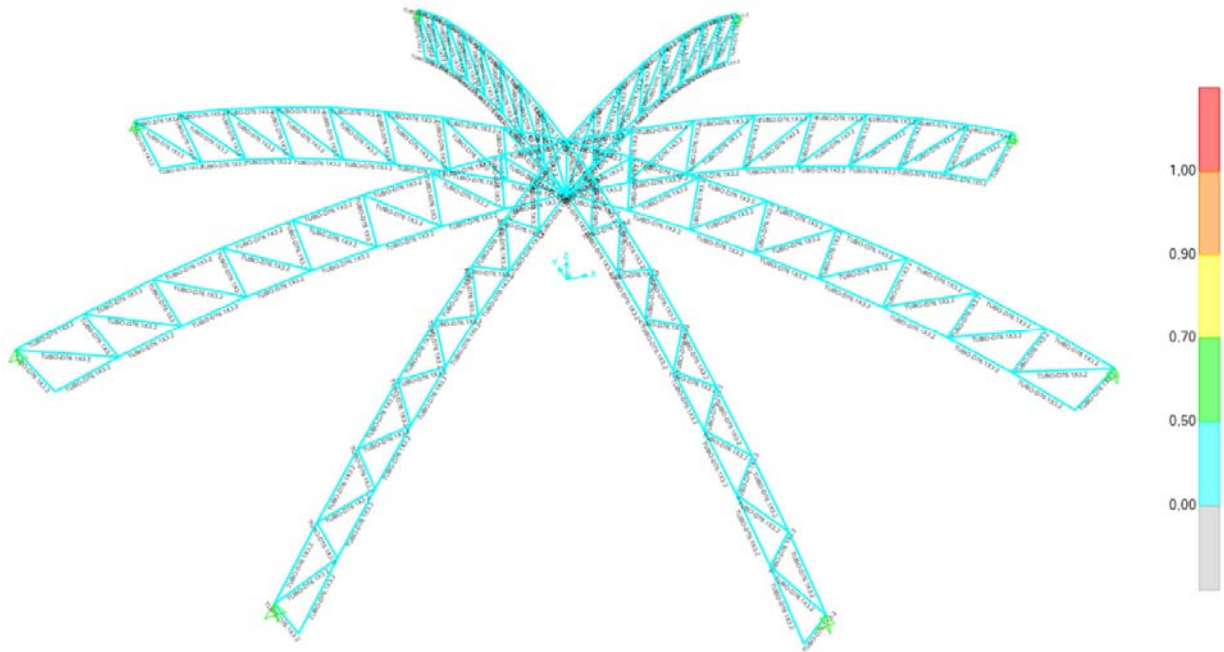
#### 4.4.4.9.3.- Viento Succión (Sob02)

Se realiza la misma operación para la carga de succión y se realiza la sumatoria de reacciones verticales para verificar que es igual a la carga aplicada.



#### 4.4.4.10.- Dimensionado y aprovechamiento de perfiles

Se comprueba que el aprovechamiento de los perfiles se encuentra dentro de una relación sección – solicitación adecuada. El programa SAP 2000 realiza esta comprobación de acuerdo con la norma del Eurocódigo 3 – 2005.



Los perfiles para esta estructura de barras se encuentran poco aprovechados al ser una estructura en la que los perfiles utilizados pueden soportar cargas mucho mayores.

#### 4.5.- Estudio y análisis comparativo de los modelos

##### Estudio Comparativo

###### - Geometría

Tras realizar el análisis de los modelos para una estructura de malla de aspensión se llega a la conclusión de que es posible encontrar cantos reducidos para estas cubiertas a cambio de transmitir fuertes tracciones a los apoyos, de tal manera que para mayores cantos, las tensiones necesarias son menores. Esto es debido al aumento de rigidez al aumentar el nivel de pretensado.

En este sentido la estructura de barras posee un canto que viene definido por el funcionamiento de sus elementos a flexión, con lo que no se llega a aprovechar el material de la misma manera que se hace en una estructura autotensada en la que sus elementos se encuentran sometidos únicamente a esfuerzos de tracción y compresión.

La curvatura de las vigas formadas por tubulares intentando crear un arco, ayuda a trabajar a la estructura a compresión pero esto provoca esfuerzos de empuje horizontal en los apoyos que con vigas planas no se producirían.

###### - Estructura

En cuanto a la estructura podemos concluir que en lo que se refiere al transporte y montaje de piezas resulta mucho más conveniente una estructura formada por cables y montantes que se ensamblan en la propia obra y son de fácil transporte. Además a la hora de realizar el montaje de grandes estructuras como se ha visto en el análisis de algunos proyectos al inicio del trabajo, se lleva a cabo por sucesivas tensiones de la estructura, normalmente tensando primero los anillos exteriores de mástiles y llegando al centro con una tensión final, lo que agiliza mucho el proceso de alzado de la cúpula.

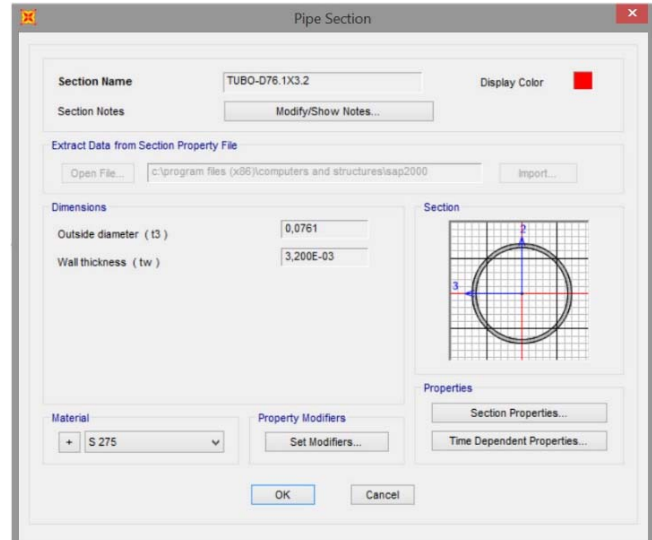
Para nuestro caso este tensado es mucho más sencillo pero de igual manera resulta sumamente rápida la colocación de la cubierta en su posición final.

Para una estructura de barras formada por perfiles tubulares es necesario disponer de piezas soladas, lo cual resulta difícil hacerlo en obra y es conveniente traerlas soldadas de taller para ensamblarlas en obra. Esto requiere en ocasiones de permisos especiales de transporte cuando las piezas superan una determinada dimensión. El montaje se realiza en el suelo para después colocar la cubierta mediante grúas en su posición final, lo que hace que el proceso se alargue en comparación con la estructura de aspensión.

#### - Tipos de perfiles

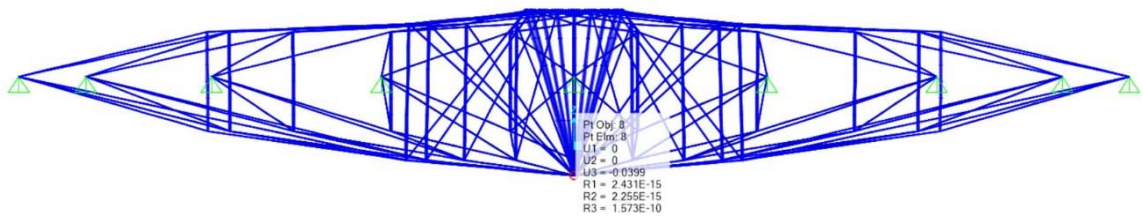
Los perfiles de la malla de aspensión son cables de secciones mínimas y tubulares que pueden llegar a ser muy esbeltas debido a que se encuentran arriostrados en sus extremos y en equilibrio, lo que hace que para longitudes como las que se trabajan aquí el pandeo sea.

Para las vigas compuestas por tubulares de la estructura de barras los perfiles vienen determinados por la flexión de la viga, obteniendo compresiones en el cordón superior y tracciones en el inferior, con lo que estos perfiles deberán tener en cuenta longitudes de pandeo y deberán aumentar su sección

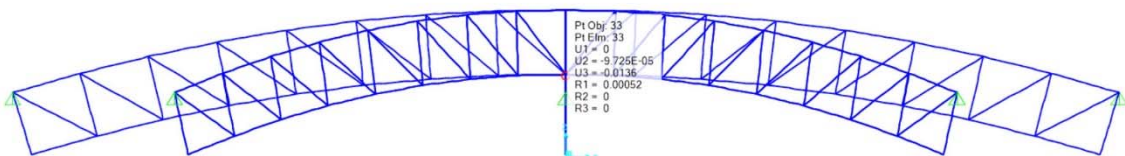


#### - Deformaciones

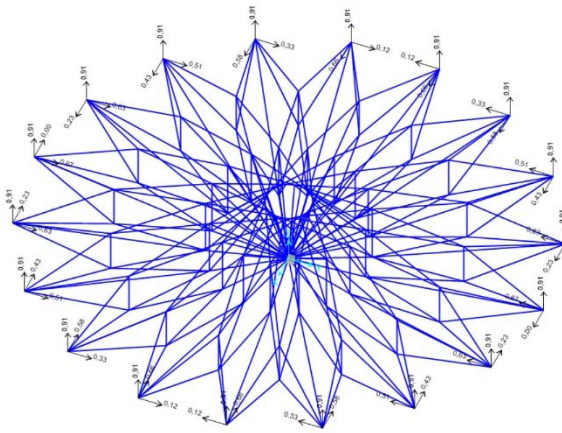
Analizamos las deformaciones verticales de la cubierta de aspensión y de la de barras metálicas, concluyendo que para la primera se han ajustado los resultados de manera que la rigidez de la estructura implicase valores de pretensado asumibles intentando reducir la sección de los cables lo máximo posible. Se obtienen deformaciones de esta forma cercanas al límite que marca la norma.



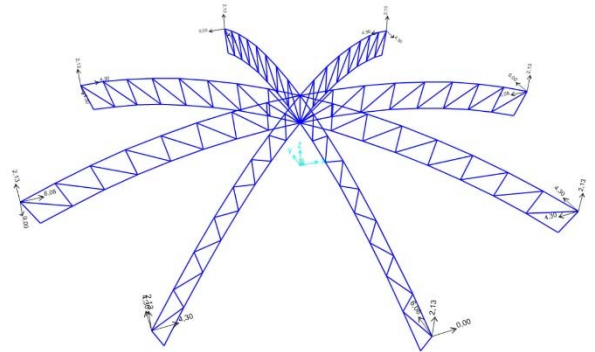
La estructura de barras resulta mucho más rígida y las deformaciones son menores, aunque su forma en arco ayuda a dicho propósito y transmite empujes que la estructura soporte deberá aguantar, a diferencia de la cubierta de aspensión que únicamente con el arco de compresión consigue ser estable y transmitir sólo cargas verticales a la estructura soporte.



- **Peso propio**

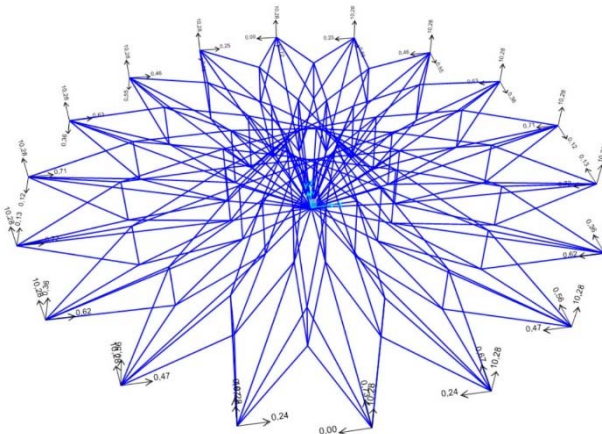


Reacción vertical por apoyo = 0,91 kN  
 Número de apoyos = 18  
**Peso total de la cubierta = 16,38 kN = 1638 kg**

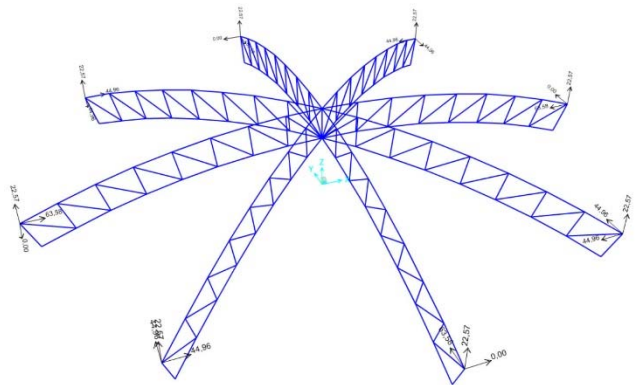


Reacción vertical por apoyo = 2,13 kN  
 Número de apoyos = 8  
**Peso total de la cubierta = 17,04 kN = 1704 kg**

- **Viento**



**Carga horizontal de tracción por apoyo = 0,73 kN**

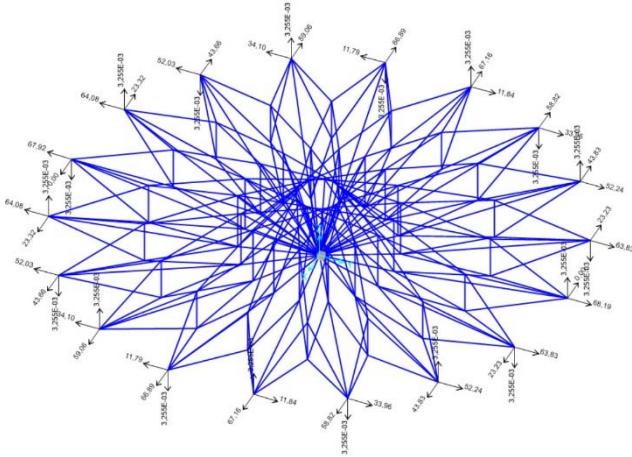


**Empuje horizontal por apoyo debido a la carga de viento = 63,6 kN**

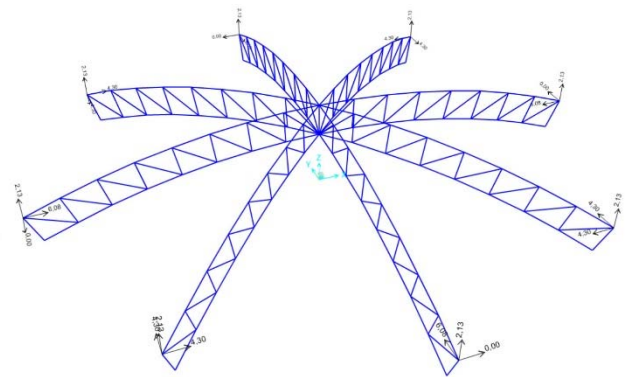
Frente a las acciones de viento las estructuras responden de manera muy diferente, ya que para la carga vertical de presión del viento, en el caso de la estructura tensada el pretensado se equilibra y las reacciones horizontales en los apoyos se ven muy reducidas. Para la estructura de barras, el viento en presión lo único que hace es aumentar las reacciones horizontales de empuje sobre la estructura soporte.



### - Pretensado/ Acciones horizontales



**Carga de pretensado por apoyo = 68,2 KN**



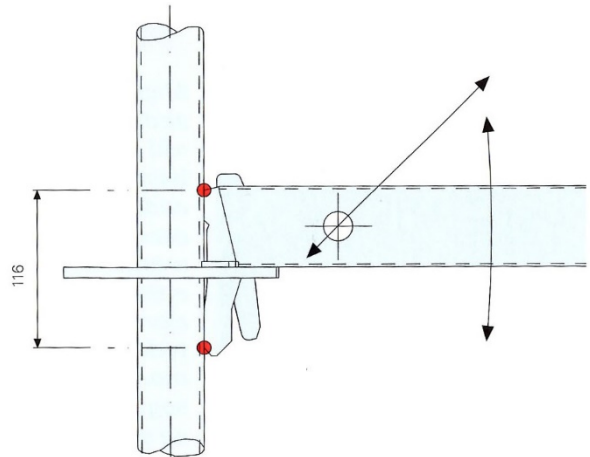
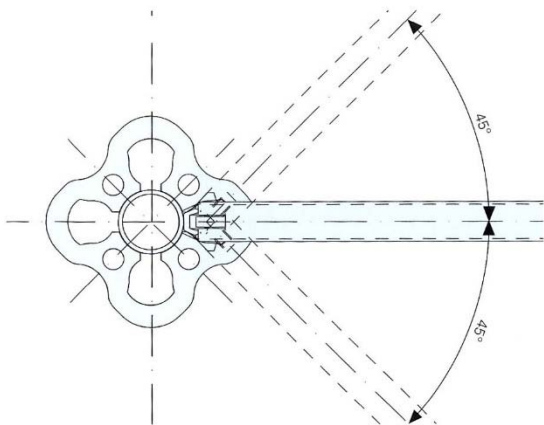
**Empuje horizontal por apoyo debido al peso propio = 6,1 KN**

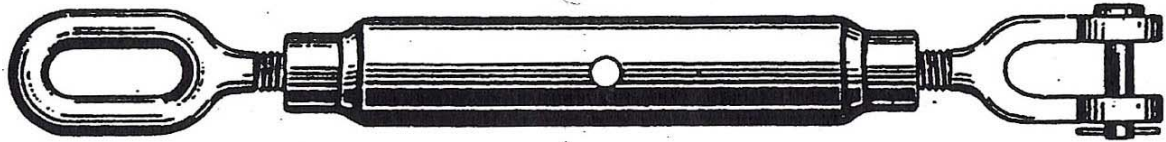
Se halla la carga de pretensado necesaria en la estructura de cables para poder contrarrestar a las cargas a las que está sometida.

#### 4.6.- Futuras líneas de investigación

##### 4.6.1.- Componentes de la estructura

Una parte fundamental de este tipo de estructuras es la resolución de los nudos en los que se encuentran cables y barras y que es necesario resolver constructivamente, así como los puntos desde donde se tensan dichos cables. Una posible solución para la unión de los tensores a los tubulares que forman el arco de compresión, sería la inclusión de perfiles como el diseñado para el nudo Rosett que posee una gran capacidad de carga y podría servir para unir varios tensores y resolver los puntos a los que llegan hasta cuatro cables.



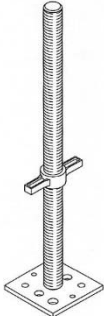


#### 4.6.1.- Anclaje de la cimentación

Se propone como futura línea de investigación el estudio de la cimentación de estos pabellones.

Métodos como el utilizado para andamios de gran carga pueden ser estudiados para su incorporación como sistema de anclaje de la estructura. Sería necesario no sólo el apoyo de estos elementos sino también su anclaje mediante



	Peso kg	Art.Nº
<b>Base regulable TR 38-70/50, galv.</b> Completa con: Maneral incorporado, galvanizado	5,1	019780
 Para andamios de carga de mayor capacidad.		
Accesorios: <b>Elemento de fijación UJS, galv.</b>	0,9	100863

También mediante la colocación de lastres pudiendo utilizar el espacio interior de la estructura soporte como zona para ocultarlos y mediante el peso de los mismo poder estabilizar la estructura frente a esfuerzos de succión.

## 5.- Bibliografía

### LIBROS

1) Tensegrity. Structural Systems for the future	René Motro	2003
2) Tensegrity Systems	Robert E.Skelton, Mauricio C. de Oliveira	2009
3) Tensegridad. Estructuras Tensegríticas en Ciencia y Arte	Valentín Gómez Jáuregui	2007
4) A Practical Guide to Tensegrity design	Robert William Burkhardt	2008
5) Dynamics and Control of Aerospace Systems	Robert E.Skelton	2002

### REVISTAS

6) STAR Structural Architecture nº1. Arquitectura móvil y de rápido montaje	F. Escrig	2004
7) STAR Structural Architecture nº5. Tensile Structures II	F. Escrig	2005
8) STAR Structural Architecture nº6. Tensile Structures I	F. Escrig	2005
9) STAR Structural Architecture nº7. Mallas de barras	F. Escrig	2006

### TESIS

10) Jáuregui, V., Tensegrity Structures and their Application to Architecture, Master Thesis in Architecture, Queen's University Belfast -UK., 2004.		
11) Modelling and Control of Tensegrity Structures	Anders Sunde Wroldsen	2007
12) Deployable Tensegrity Structures for Space Applications	Gunnar Tibert	2002
13) Theory and Design of Statically Balanced Tensegrity Mechanisms	Mark Schenk	2006
14) Path planning for deformable robotic systems based on tensegrity structures	Sergi Hernandez Juan	2007
15) Static Analysis of Prestressed Tensegrity Structures	Julio Correa	
16) Application of the tensegrity principles on tensile	Diana Peña	2009
17) textile constructions		
18) Pretensado de columnas tensegrity para el incremento de rigidez axial	Patricia Blanco	2010

19) Pugh, A., An Introduction to Tensegrity, University of California Press, Berkeley, 1976.

#### ARTÍCULOS

20) Snelson, K. ,Continuous tension, discontinuous compression structures, US. Patent No.3,169,611Febrero 16, 1965.

21) Bela Uitz. Egység 1922."the first Russian show: A commemoration of the Van Diemen Exhibition. Berlin

22) M. Gugh. In the laboratory of constructivism: Karl loganson's cold structures, 1998

- |   |  |      |
|---|--|------|
| 19) La "Tenségrité": Une nouvelle compréhension du monde d'action des manipulations vertebrales | Jean-François Salmochi                             |      |
| 20) Survey of Research work on Structures   | Genot Minke  |      |
| 21) (Revista: Scientific American) The Architecture of Life                                     | Donald E. Ingber                                   | 1998 |
| 22) (Structural Topology/Tipologie structurale 21) Globally Rigid Symmetric Tensegrities        | R. Connelly, M. Terrell                            | 1995 |
| 23) (Revista IPP) Tensegridad   | Lluís Torné  | 2008 |
| 24) Tensegrity frameworks: Static analysis review   | Sergi Hernández Juan, Josep M. Mirats Tur          | 2009 |
| 25) A method to generate stable, collision free configurations for tensegrity based robots      | Sergi Hernández Juan, Josep M. Mirats Tur          | 2008 |
| 26) The making of a tensegrity tower  | Herbert Klimke, Soeren Stephan                     |      |
| 27) Tensegrity Models   | Marc Heller,DC                                     |      |
| 28) Stiffness of Planar Tensegrity, Beam Topologies   | Bram de Jager, Robert E. Skelton                   |      |
| 29) Modal Analysis of a Tensegrity Structure – an experimental study                            | F. Bossens, R.A de Callafon, R.E. Skelton          |      |
| 30) Evolutionary FormFinding of Tensegrity Structures   | Chandana Paul, Hod Lipson, Francisco Valero Cuevas |      |
| 31) A Primer on the Mechanics of Tensegrity Structures  | W. O. Williams                                     | 2003 |
| 32) Estructuras espaciales: entre la imaginación y la crisis                                    |  |      |