

CÁLCULO CON SAP2000 DE ESTRUCTURA LAMINAR CON ARCOS INTERNOS.

Máster Universitario en Estructuras.

Autora: Carolina Triviño Vázquez

Tutor: Enrique Hernández Montes

ÍNDICE

RESUMEN/ABSTRACT.....	3
1. INTRODUCCIÓN.....	4
2. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL.....	5
2.1. ANTECEDENTES.....	5
2.2. LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: DISEÑO DE LÁMINAS MEDIANTE EL MÉTODO DE MÚLTIPLES DENSIDADES DE FUERZAS.....	11
2.2.1. MÉTODO DE DENSIDAD DE FUERZAS. MDF.....	11
2.2.2. MALLADO TOPOLÓGICO. MT.....	16
2.2.3. APLICACIÓN AL DISEÑO DE EST. A COMPRESIÓN.....	20
3. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SOFTWARE SAP2000.....	24
3.1. INTRODUCCIÓN SAP2000.....	24
3.2. MATERIALES.....	26
3.3. CÁLCULO / RESULTADOS.....	32
3.4. CIMENTACIÓN.....	40
4. ANÁLISIS SÍSMICO.....	43
4.1. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	44
4.1.1. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.....	44
4.1.2. ANÁLISIS MODAL.....	47
4.1.3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. RESULTADOS.....	50
4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE SISMO REAL. COMPARATIVA...	55
5. COMPROBACIÓN ESTRUCTURA RESISTENTE.....	70
5.1. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.....	70
5.2. VERIFICACIÓN.....	82
5.3. REDISEÑO/OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	84
5.4. CONCLUSIONES.....	86
6. BIBLIOGRAFÍA.....	87
7. ANEXOS.....	91
A. CIMENTACIÓN. CYPE	
B. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EST. INICIAL. MATHEMATICA	
C. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN EST. OPTIMIZADA. MATHEMATICA	

RESUMEN

El presente Trabajo Fin de Máster, pertenece a la línea de investigación: “Diseño de Láminas mediante el método de múltiples densidades de fuerzas”. Logrando un método relativamente sencillo y con múltiples posibilidades.

Las estructuras creadas por Gaudí o Isler, a través de sus peculiares metodologías, son extrapoladas a códigos matemáticos en Matlab, para continuar en SAP2000 realizando un modelado y análisis de la misma.

Se realiza un cálculo inicial de esta tipología estructural para poder verificar la metodología obtenida a través de la línea de investigación. El estudio continua con una aplicación de carga a la estructura, en este caso un sismo por estar en la ubicación más vulnerable para este fenómeno geológico, y se ensaya cómo reacciona ante ella, rediseñándola si es preciso.

Palabras clave: Estructura Laminar, Metodo de Densidad de Fuerzas, Mallado Topológico, Estructuras a Compresión, Gaudí, Isler, SAP2000, Sismo.

ABSTRACT

This Master's Thesis, belongs to the line of research: "Design of Shells using the method of multiple densities of forces". A relatively simple and multiple possibilities method is achieved.

Structures created by Gaudí and Isler through its unique methodologies are extrapolated to mathematical codes in Matlab, in order to continue with SAP2000, carrying out the modeling and analysis of the structure.

An initial estimate of this structural typology is performed in order to verify the methodology obtained through research. The study continues with a load application to the structure, in this case an earthquake because is located in the most vulnerable area for this geological phenomenon, and it is tested how it reacts, redesigning it if necessary.

Key words: Shell Structure, Force Density Method, Topological Mapping, Compression Structures, Gaudí, Isler, SAP2000, Earthquake.

1. INTRODUCCIÓN.

El presente Trabajo Fin de Máster, de aquí en adelante TFM, parte de una investigación del departamento de mecánica estructural, dirigida por los docentes Luisa. M. Gil-Martín y Enrique Hernández-Montes y el doctorando Juan. F. Carbonell-Márquez.

Pertenece a la línea de investigación: “Diseño de Láminas mediante el método de múltiples densidades de fuerzas” el cual se explicará más ampliamente más adelante.

Los docentes y doctorando llevan tiempo trabajando en esta línea de investigación, logrando un método relativamente sencillo y con múltiples posibilidades. A través de código Matlab y siguiendo la metodología nombrada se consiguen un sinfín de estructuras, elegidas a gusto del consumidor.

Estas estructuras son obtenidas en un formato trasladable a Autocad y Sap2000. Una vez en estos formatos, es el punto de partida del presente TFM.

Trasladada la estructura a SAP2000, se obtiene inicialmente una nube de puntos, es decir, se parte de la geometría de cada punto definido anteriormente para la confección de la estructura.

Se realiza una definición de la estructura: líneas, áreas, secciones, materiales, propiedades de estos, condiciones de contorno, etc. Para proceder al cálculo de la estructura y comprobar que únicamente trabaja a compresión.

Una vez se tenga la certeza de que está correctamente calculada y no se obtiene ningún error residual de importancia, se somete la estructura a sismo y se analiza su comportamiento en este entorno.

Se comprueba si la estructura es o no resistente ante tal fenómeno, si es así se realiza la verificación de que la estructura es apta para soportar dicha carga y si no se evaluará un posible rediseño de la estructura.

Como motivación y meta personal, este TFM describe perfectamente las inquietudes que han ido surgiendo a lo largo de mi etapa académica, ya que empecé Ingeniería Técnica Industrial, especialidad en Mecánica, cuyo proyecto fue realizado en Italia, desarrollando/comprobando el uso de una metodología para el cálculo de las deformaciones en bóvedas de ladrillo, en un polígono industrial del sur de Italia.

Continuando con el segundo ciclo, Ingeniería Industrial, dónde el proyecto final de carrera, desarrollado en Cuba, trata del cálculo de la seguridad en hospitales antes los diferentes fenómenos adversos que pueden ocurrir en una ubicación determinada; de un hospital concreto en fase de construcción en el Campo de Gibraltar bajo las bases de una investigación cuyo origen está en Centro América.

2. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL/FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. ANTECEDENTES

Antes de proceder a la explicación de la fundamentación teórica que rige este TFM, es decir, la línea de investigación a la que pertenece, se hace mención de dos profesionales claves dentro de esta tipología estructural y que más adelante se volverán a nombrar como ejemplos de tipología a calcular con los procedimientos que se expliquen.

Por un lado, Antonio Gaudí (1850-1926), arquitecto español y máximo representante del modernismo catalán y por otro, Heinz Isler (1926-2009), uno de los más importantes ingenieros civiles suizos del siglo XX, famoso por sus estructuras laminares de hormigón.

Ambos representan un claro ejemplo de antecedente para todo lo que se va a desarrollar de aquí en adelante, por lo que se considera de validez un mínimo repaso de la trayectoria, forma de pensar y metodología a usar para el desarrollo de sus obras.

Antonio Gaudí

Arquitecto catalán, máximo representante del modernismo y uno de los principales pioneros de las vanguardias artísticas del siglo XX. Los modelos colgantes utilizados ya desde los siglos XVIII y XIX, le deben a Gaudí parte de su fama. Conocido en todo el mundo, su figura es una de las más sorprendentes de la historia de la arquitectura, tanto por sus innovaciones, en apariencia intuitivas, como por su práctica aislada de las corrientes internacionales e imbuida a menudo en el mero trabajo artesanal.

Gaudí aparece en el panorama arquitectónico español, en un momento en el cual el eclecticismo de elementos neoclásicos y neorrománicos marcaba la pauta. Es precisamente Cataluña el área de inflexión y ruptura creando el estilo que entronca con la vanguardia europea del momento: El Modernismo.

Movimiento globalizador de las artes que incluía artes decorativas, utensilios e incluso mobiliario, ligado al gran desarrollo industrial del sector textil y con él, el auge de la burguesía. Estilísticamente en arquitectura, el modernismo planteaba un binomio entre "estructura" y "decoración", Gaudí lo rompe, al fundir ambos elementos.

La decoración no queda integrada en la estructura, como un elemento independiente, sino que se torna indisociable, el edificio entendido como "organismo".

Basándose en la observación de la naturaleza, sus edificios adquieren formas fantasmagóricas, retorcidas y dinámicas, realizando su primera gran obra, el "Palacio Güell" entre 1885-1891. Gaudí lleva sus planteamientos al paroxismo cuando realiza el "Parque Güell" entre 1910-1915, en el que la arquitectura y la naturaleza son una misma cosa.

Su colosal proyecto, la Catedral de la Sagrada Familia de Barcelona, es el manifiesto más emblemático de su obra. Comenzada, en 1867, por el arquitecto José Villar, Gaudí se une al proyecto en 1883. Lamentablemente la obra quedo inacabada, debido a la prematura muerte del arquitecto, al ser arrollado por un tranvía en 1926.

Sus bocetos y proyectos fueron víctima de la barbarie, siendo quemados en 1936, al inicio de la guerra civil. Con él muere su estilo, tan personal, que no encontró seguidores.

La virtud de Gaudí fue basar sus diseños en su propia investigación. Nunca partía de manuales o de soluciones existentes, observaba la naturaleza y la consideraba un referente, pero, a partir de ahí, emprendía la búsqueda sistemática de nuevas propuestas.

El taller de Gaudí no disponía de una gran biblioteca y el material gráfico se reducía al mínimo. El mismo constaba de un taller fotográfico, un espacio para esculturas, una amplia zona para maquetas de yeso (escala 1:10 o 1:25), espejos para ensayar visiones indirectas, campanas tubulares para estudiar su sonoridad, techos móviles para experimentar iluminación y una infinidad de modelos con los cuales realizar una búsqueda de soluciones óptimas guiadas por la funcionalidad, la construcción y la estructura.

En este laboratorio, el trabajo en equipo estuvo siempre presente. Gaudí era el investigador principal, pero a su alrededor se aglutinaban profesionales y artesanos que seguían sus directrices y otros arquitectos que, desde diversas especialidades, colaboraron en los proyectos.

Cripta de la Colonia Güell, Maqueta funicular (Fig.1):

Se especifica en concreto esta obra por su repercusión a la hora de usar la metodología para el cálculo estructural. Si bien la primera piedra fue colocada en 1908, el proyecto había sido estudiado meticulosamente por Gaudí desde hacía largo tiempo.

Para algunos expertos, esta obra es una de las más originales y perfectas de las que llevó a cabo. El abundante uso de las formas geométricas onduladas, y la mezcla de la piedra basáltica con ladrillos vistos y cerámica, alcanzan una belleza sorprendente.

Las bóvedas de esta Cripta, por primera vez en la historia de la arquitectura, son paraboloides hiperbólicos siguiendo el sistema de la volta catalana. Y su fachada irregular y rústica tiene una perfecta integración con la naturaleza de su entorno.



Fig. 1. Maqueta funicular de la Cripta de la Colonia Güell.

Para solucionar los largos y difícilísimos cálculos que exigían sus complicadas estructuras, Gaudí ideó y puso en práctica un ingenioso sistema: con cuerdas hacía una especie de esqueleto de lo que proyectaba.

En él colgaba saquitos de distinto peso llenos con perdigones de plomo. Las formas y ángulos que adoptaban las cuerdas y sus distintas curvaturas establecían exactamente los arcos y posición de las columnas (en muchas ocasiones inclinadas para absorber el desplazamiento de las fuerzas).

Después hacía una fotografía al modelo hecho con cuerdas e invirtiendo el sentido de la gravedad, realizaba los bocetos pintando sobre la fotografía.

Con sus propias palabras, Gaudí resume su enfoque cuando se trabaja con modelos colgantes de la siguiente manera: *"Yo calculo de todo: primero, supongo pesos iniciales para buscar el arco funicular y después de observar la curva resultante, los pesos son nuevamente revisados y, a veces, varío ligeramente el arco funicular. De esta manera, la forma lógica sale de la necesidad"*.

Parte sus obras (algunas ya nombradas) se mencionan a continuación (Fig. 2):

Templo Expiatorio de la Sagrada Familia, Parque Güell, Casa Milà, Casa Batlló, Palacio Güell, Casa Vicens, Cripta de la Colonia Güell, Casa Calvet, Palacio Episcopal de Astorga, Pabellones Güell, Casa Botines, Torre y Viaducto de Bellesguard, Jardines de Can Artigas, Bodegas Güell, Finca Miralles, Celleria El Garraf, Villa El Capricho, etc.



Fig. 2. Diferentes Obras de Antonio Gaudí.

Heinz Isler

El ingeniero suizo es considerado en todo el mundo como uno de los pioneros en estructuras laminares.

Percibe esta forma de construcción como entidad que sigue las leyes de la naturaleza, caracterizada por un bajo consumo de materiales y energía, así como menor necesidad de mantenimiento combinado con el mayor espacio cubierto posible (la lámina es la estructura de soporte y el espacio del recinto al mismo tiempo).

Con este concepto, Isler fue capaz de llevar a cabo casi 1.400 estructuras laminares, sólo en Suiza y con ello dar forma al paisaje de su país natal.

Lo que entiende Isler por “forma” es una mezcla de dos conceptos: por un lado el concepto de una estética de la estructura de soporte de Pierre Lardy (profesor de Isler en la Escuela Politécnica Federal de Zúrich) y por otro lado la universalidad de las leyes naturales (este pensamiento de Isler ha limitado su arquitectura).

Ambos se unen para formar el concepto de la "Totalidad del Ser, que tendría consecuencias importantes para la ingeniería estructural: diseño general en lugar de separar todo en partes". En otras palabras, una idea de la “unidad” en el proceso de construcción desde un principio en el proceso de diseño.

El concepto de la “Totalidad del Ser” coincide fuertemente con las ideas de Eugène Violett-le-Duc, quien un siglo antes describe en uno de sus mejores trabajos publicados el principio de unidad en la naturaleza como principal guía para el diseño.

Si se mira aún más atrás ya se nombra este concepto en el Renacimiento con la idea de “Concinnitas” (se puede traducir como *la justa medida*, cuando no sobra ni falta nada, es el concepto que hace que veamos algo bello y no sepamos porqué) de Leon Battista Alberti.

Para Alberti, concinnitas es la fórmula de creación en sí, lo que resulta de las leyes de la naturaleza con las leyes de la belleza, y por tanto también con las leyes de la arquitectura: una ecuación que encaja totalmente con la comprensión de forma y el pensamiento arquitectónico de Isler.

La labor de su vida puede resumirse como: la investigación de la variación de las posibles formas laminares así como una exploración estética de las leyes de la naturaleza en acción, una búsqueda continua de concinnitas. Es por ello que Heinz Isler realmente debe ser considerado no sólo como un ingeniero, sino como un artista estructural.

En cuanto a su metodología:

Su inspiración vino de una obra de construcción en 1955, cuando vio una arpillera mojada cubierta sobre una malla de barras de acero de tal manera que dentro de un cuadrado se abría el paño colgando en forma de cúpula únicamente por su propio peso. De esta observación, concluyó que la tela estaba sometida a tensión pura, de modo que si se invertía podría ser la forma de una placa de hormigón bajo compresión pura. Esta última observación fue determinante ya que el hormigón, como es bien sabido, funciona muy bien a compresión.

Aunque Isler comenzó a experimentar con modelos colgantes invertidos desde 1957, esta idea no se convirtió en una realidad hasta 1968 y dio lugar a una serie de obras maestras, como por ejemplo el teatro al aire libre Grötzingen y el centro de tenis Heimberg.

Una consideración adicional para esta tipología estructural es el gradiente térmico. Un techo de hormigón, incluso en compresión, puede desarrollar grietas si está sujeto a temperaturas diferentes a lo largo de su superficie. Isler, utilizó un panel de fibra como el encofrado de la construcción, que luego dejaba en el lugar, anclado en el hormigón. El panel de fibra actuaba como aislante de manera que la temperatura de la superficie de hormigón en el interior sería casi la misma que la de la superficie al aire libre.

Entre sus obras (Fig. 3):

Wyss Garden Center, Zuchwil (1962) (Centro de Jardinería), "Kilcherschale" Recherswil (1965) (Casa particular), Raststätte, Deitingen Süd (1968) (Área de servicio), Naturtheater Grötzingen (1977) (Teatro al aire libre), Tennishalle, Grenchen (1978) (Cancha de tenis), Hallenbad, Brugg (1981) (Piscina cubierta), Flieger- und Flabmuseum Dübendorf (1986) (Museo de aviación), Steinkirche von Süden (1960-1980) (Iglesia).



Fig. 3. Diferentes Obras de Heinz Isler.

Otros autores de relevancia a tener en cuenta junto a sus obras (Fig. 4):

Ingeniero Eduardo Torroja con el Mercado de Abastos de Algeciras.

Arquitecto Santiago Calatrava con El Palacio de las Artes Reina Sofía de la ciudad de las ciencias de Valencia y El Auditorio de Tenerife.

Arquitecto Félix Candela y los ingenieros Alberto Domingo y Carlos Lázaro con L'Oceanogràfic de la ciudad de las ciencias de Valencia.

Arquitecto Jorn Utzon e ingeniería de Ove Arup & Partners con La Casa de la Opera de Sydney.

Arquitecto Eero Saarinen con El Auditorio Kresge, Instituto de Tecnología de Massachusetts (Boston).



Fig. 4. Diferentes Obras de Autores de relevancia.

2.2. LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: DISEÑO DE LÁMINAS MEDIANTE EL MÉTODO DE MÚLTIPLES DENSIDADES DE FUERZAS.

A través de esta metodología se pueden obtener formas de equilibrio de estructuras tales como estructuras tensadas o cubiertas sometidas a su peso propio.

Se ha desarrollado un programa de ordenador que tiene implementado este procedimiento. El programa, empleando el Método de Densidad de Fuerzas (MDF) junto con el Mallado Topológico (MT), simula los modelos colgantes de cadenas empleados por Gaudí o los modelos empleados por Isler para la búsqueda de formas de equilibrio.

De la misma manera que Gaudí o Isler modificaban las características de sus modelos (longitud de cables, pesos, dimensiones de la membrana, etc), también pueden modificarse los datos de entrada al MT-MDF para obtener distintas formas de equilibrio de la estructura.

2.2.1. MÉTODO DE DENSIDAD DE FUERZAS. MDF.

El método, a partir de unos coeficientes denominados “densidades de fuerza” y definidos para cada rama, permite la búsqueda de la configuración de equilibrio de una red de nodos y ramas a través de la resolución de un sistema lineal de ecuaciones.

El MDF fue introducido por K. Linkwitz y H.J. Schek como un nuevo método para el análisis de redes de nodos.

Se explica con un ejemplo sencillo (Fig. 5): dos ramas que parten de los nodos 1 y 2 (fijos) y se unen en el nodo 3.

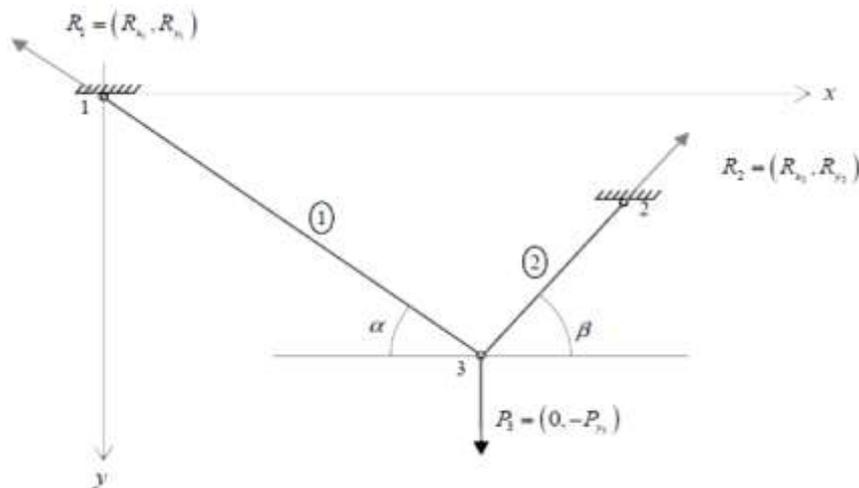


Fig. 5. Problema simple para resolver el equilibrio

Las ecuaciones de equilibrio del sistema pueden escribirse como:

$$\begin{aligned}
 \text{Nodo 1} &\rightarrow \sum F_H = R_{x1} \rightarrow S_1 \cos \alpha = R_{x1} ; \sum F_V = R_{y1} \rightarrow S_1 \sin \alpha = R_{y1} \\
 \text{Nodo 2} &\rightarrow \sum F_H = R_{x2} \rightarrow S_2 \cos \beta = R_{x2} ; \sum F_V = R_{y2} \rightarrow S_2 \sin \beta = R_{y2} \\
 \text{Nodo 3} &\rightarrow \sum F_H = 0 \rightarrow S_1 \cos \alpha + S_2 \cos \beta = 0 ; \\
 &\sum F_V = P_{y1} \rightarrow S_1 \sin \alpha + S_2 \sin \beta = P_{y1}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Las fuerzas en las ramas están representadas con los términos S_1 y S_2 . Por simple geometría, las expresiones trigonométricas de Eq. (1) pueden expresarse como:

$$\cos \alpha = \frac{x_3 - x_1}{l_1} ; \sin \alpha = \frac{y_3 - y_1}{l_1} ; \cos \beta = \frac{x_3 - x_2}{l_2} ; \sin \beta = \frac{y_3 - y_2}{l_2}
 \tag{2}$$

Introduciendo las expresiones de la Eq. (2) en Eq. (1), se obtiene:

$$\begin{aligned}
 \text{Nodo 1} &\rightarrow \sum F_H = R_{x1} \rightarrow S_1 \frac{x_3 - x_1}{l_1} = R_{x1} \\
 &\sum F_V = R_{y1} \rightarrow S_1 \frac{y_3 - y_1}{l_1} = R_{y1} \\
 \text{Nodo 2} &\rightarrow \sum F_H = R_{x2} \rightarrow S_2 \frac{x_3 - x_2}{l_2} = R_{x2} \\
 &\sum F_V = R_{y2} \rightarrow S_2 \frac{y_3 - y_2}{l_2} = R_{y2} \\
 \text{Nodo 3} &\rightarrow \sum F_H = 0 \rightarrow S_1 \frac{x_3 - x_1}{l_1} + S_2 \frac{x_3 - x_2}{l_2} = 0 \\
 &\sum F_V = P_{y1} \rightarrow S_1 \frac{y_3 - y_1}{l_1} + S_2 \frac{y_3 - y_2}{l_2} = P_{y1}
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

El problema presentado puede enfocarse de varias maneras distintas. Por ejemplo, si las coordenadas de los nodos 1, 2 y 3 son conocidas, las incógnitas serían S_1 , S_2 y las reacciones R_{x1} , R_{y1} y R_{x2} , R_{y2} en los nodos 1 y 2 (6 ecuaciones y 6 incógnitas). La resolución lineal del problema se abordaría resolviendo el equilibrio del nodo 3.

Por otra parte, si la incógnita es la posición del nodo 3 (x_3 , y_3) y las reacciones R_{x1} , R_{y1} y R_{x2} , R_{y2} en los nodos 1 y 2, con todos los demás datos conocidos, incluidos los valores de S_1 y S_2 , la resolución del problema seguiría teniendo sentido (6 ecuaciones y 6 incógnitas). Pero de este modo la linealidad del problema se pierde, dado que las longitudes de las barras ' l_i ' están expresadas en función de las coordenadas de los puntos.

Una forma alternativa de resolver el problema que, además mantiene la linealidad, consiste en introducir el concepto de densidad de fuerza, ' $q_i = S_i / l_i$ ', de tal forma que las ecuaciones de equilibrio horizontal y vertical del nodo 3 quedan:

$$\begin{aligned} q_1(x_3 - x_1) + q_2(x_3 - x_2) &= 0 \\ q_1(y_3 - y_1) + q_2(y_3 - y_2) &= P_{y3} \end{aligned} \tag{4}$$

En Eq. (4) todos los valores son datos conocidos salvo (x_3 , y_3). Para los valores de ' q_i ' puede adoptarse cualquier combinación, de tal manera que distintos valores de ' q_i ' proporcionarán distintas coordenadas para el nodo 3. Una vez resuelto el sistema, bastará con conocer la longitud de cada rama, ' l_i ', para obtener la fuerza existente en ellas.

Así pues, dado que el equilibrio de la malla se basa en un sistema de ecuaciones lineales, la posición de equilibrio de la estructura estará directamente ligada a los valores que tomen las distintas densidades de fuerza ' q_i ' para cada una de las ramas de la red.

Para aplicar el método es preciso conocer inicialmente la malla de nodos y conexiones. Dicha malla quedará descrita a través de la matriz de conectividad \mathbf{C} , en el caso en que la red a resolver consista en ' n ' nodos unidos por ' m ' ramas, la matriz \mathbf{C} será una matriz con ' m ' filas y ' n ' columnas. \mathbf{C} define la conectividad de los nodos, cada rama o conexión ' j ' une dos nodos ' $i(j)$ ' y ' $k(j)$ ', para ' $i < k$ ', quedando definidos elementos de la matriz \mathbf{C} como:

$$C_{(j,r)} = \begin{cases} 1 & \text{si } i = r \\ -1 & \text{si } k = r \\ 0 & \text{para el resto} \end{cases} \tag{5}$$

El planteamiento del problema presentado para el sistema de Fig. 5 puede generalizarse como se expresa a continuación. Sea \mathbf{u} el vector de diferencias de coordenadas 'x' de los nodos extremos de cada cable y \mathbf{v} su homólogo para la coordenada 'y' (Eq. (6)). Los vectores \mathbf{u} y \mathbf{v} tendrán tantas componentes como número de ramas, ' n_b '.

$$\mathbf{u} = \begin{pmatrix} x_3 - x_1 \\ x_3 - x_2 \end{pmatrix} ; \quad \mathbf{v} = \begin{pmatrix} y_3 - y_1 \\ y_3 - y_2 \end{pmatrix} \quad (6)$$

Si \mathbf{x} e \mathbf{y} son los vectores de las respectivas coordenadas 'x' e 'y' de los 'n' nodos del sistema, los vectores \mathbf{u} y \mathbf{v} están relacionados con ellos mediante la matriz \mathbf{C} de conectividades, de acuerdo con la Eq. (7), siendo \mathbf{C} la Eq. (8).

$$\mathbf{u} = \mathbf{C} \mathbf{x} \quad ; \quad \mathbf{v} = \mathbf{C} \mathbf{y} \quad (7)$$

$$\mathbf{C} = \begin{pmatrix} -1 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 1 \end{pmatrix} \quad (8)$$

Si se considera que las matrices \mathbf{U} , \mathbf{V} , \mathbf{W} y \mathbf{L} son matrices diagonales obtenidas como resultado de disponer las componentes de los vectores \mathbf{u} , \mathbf{v} , \mathbf{w} y \mathbf{l} en la diagonal principal y si el vector \mathbf{P}_x contiene el valor de las fuerzas nodales en la dirección 'x' para cada nodo, del mismo modo que el vector \mathbf{P}_y contiene el valor de las fuerzas nodales en la dirección 'y' para cada nodo las ecuaciones de equilibrio de la malla completa, el equilibrio de la Eq. (3) pueden ser escrito como:

$$\begin{aligned} (\mathbf{C}^T \mathbf{U} \mathbf{L}^{-1}) \mathbf{s} + \mathbf{P}_x &= 0 \\ (\mathbf{C}^T \mathbf{V} \mathbf{L}^{-1}) \mathbf{s} + \mathbf{P}_y &= 0 \end{aligned} \quad (9)$$

La principal propiedad del MDF, como se ha comentado anteriormente, es que el sistema de ecuaciones dado por la Eq. (9) resulta lineal teniendo en cuenta que:

$$\mathbf{q} = \mathbf{L}^{-1} \mathbf{s} \quad (10)$$

Donde \mathbf{q} es el vector, de longitud ' n_b ', que contiene los ratios de densidad de fuerza ' q_i ' de todas las ramas. Si se define la matriz \mathbf{Q} como una matriz cuadrada con ' n_b ' filas y ' n_b ' columnas, donde en la diagonal contiene la densidad de fuerzas ' q_i ' para la fila y columna ' i ', y el resto es cero. Teniendo previamente en cuenta la Eq. (11).

$$Uq = Qu$$

$$Vq = Qv$$

(11)

Finalmente se tiene el equilibrio de la Eq. (3), si además se planteara el problema en el espacio (coordenada ' z '), resulta:

$$\text{Equilibrio en } x \rightarrow (C^T Q C)x + P_x = 0$$

$$\text{Equilibrio en } y \rightarrow (C^T Q C)y + P_y = 0$$

$$\text{Equilibrio en } z \rightarrow (C^T Q C)z + P_z = 0$$

(12)

Las ecuaciones presentadas en Eq. (12) constituyen un sistema lineal donde los valores conocidos son las coordenadas de los puntos fijos, la topología de la red (matriz de conectividad \mathbf{C}) y los valores de los ratios de la densidad de fuerza (matriz de densidad de fuerza \mathbf{Q}). Las incógnitas son las coordenadas del resto de nodos libres y las fuerzas nodales correspondientes a las reacciones en los puntos fijos.

Por lo que con el potencial de cálculo de las computadoras de hoy día junto con un sencillo programa, permite al diseñador obtener la forma de equilibrio de cualquier malla espacial de una manera inmediata.

2.2.2. MALLADO TOPOLÓGICO. MT.

Uno de los inputs necesarios a introducir en MDF es la matriz **C**. Entre los diversos métodos existentes para construir dicha matriz de conectividad, se encuentra el denominado Mallado Topológico (MT). Tal y como se aprecia en numerosos ejemplos expuestos en la literatura, se precisa una idea inicial de la forma de la estructura para poder generar una primera red a la hora de introducir en el MDF.

La ventaja que presenta el MT es la no necesidad de esa idea inicial, presentando una gran versatilidad a la hora de crear redes para cualquier tipo de estructura. Sólo se necesita conocer la conectividad de los nodos de la topología, en contraste con otros métodos de mallados que están basados sólo en geometría. Los únicos inputs necesarios para iniciar el MT-MDF son las coordenadas de los nodos fijos, las densidades de fuerzas 'q' de las ramas de la red y una serie de reglas topológicas que proveerán la conectividad de los nodos.

La matriz **C** de la red está directamente ligada a la topología de la malla. La topología de la red se define en el MT a través de pasos de acuerdo con una serie de datos conocidos: el número de nodos en el primer paso, el número de pasos, el tipo de relación entre un paso y el siguiente y la alternativa de red cerrada o abierta.

En función de las relaciones entre pasos, se definen tres tipos de redes básicas: A, B y C

- La relación tipo A se corresponde con un patrón en el cual cada nodo en un paso se conecta con los adyacentes del mismo paso así como con tres nodos del paso siguiente, Fig. 6.
- En el caso de la relación B, cada nodo en un paso determinado se une a los adyacentes en el mismo paso así como a dos del paso siguiente, Fig. 7.
- El tipo C es tal que cada nodo en cada paso es conectado a uno o a tres nodos del siguiente paso, alternativamente, además de a todos los adyacentes del mismo paso, Fig. 8.

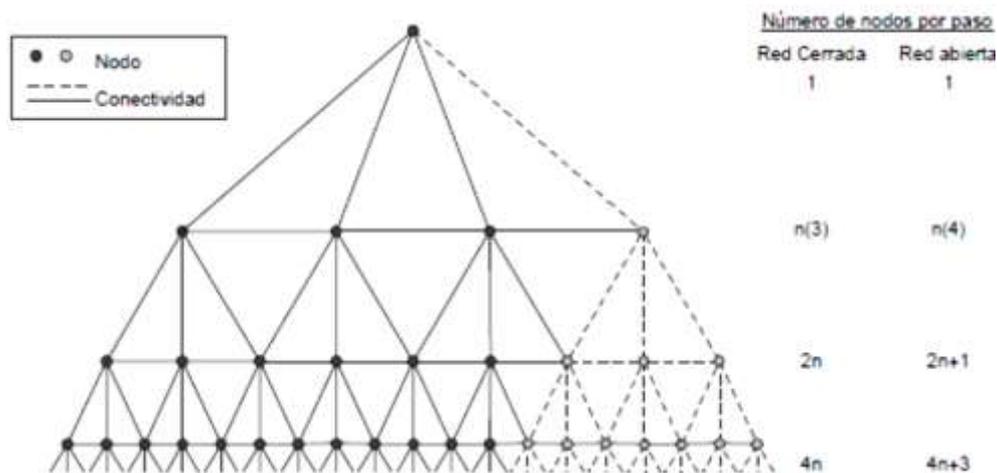


Fig. 6. Tipo de red básica A

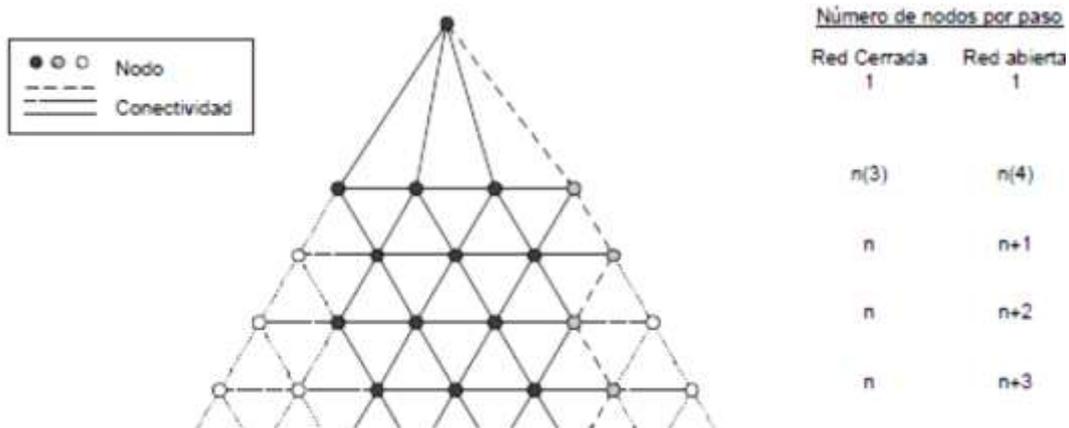


Fig. 7. Tipo de red básica B

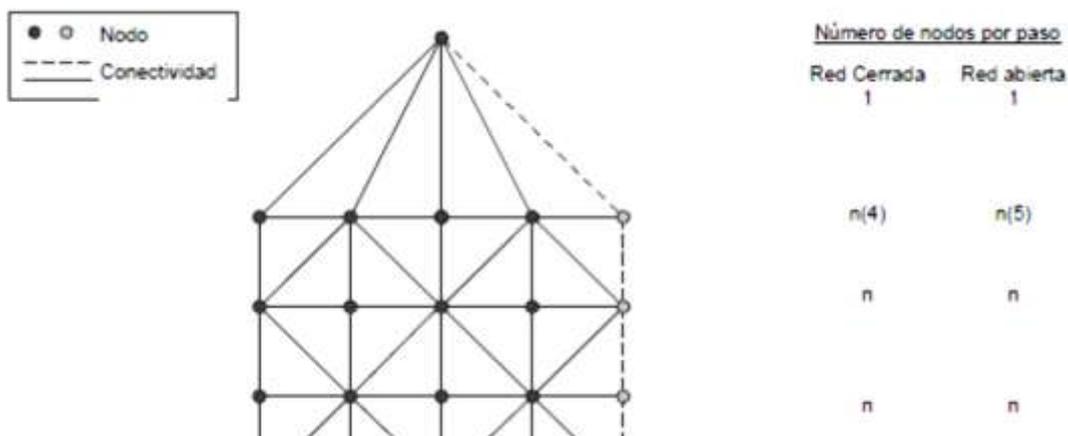


Fig. 8. Tipo de red básica C

Existen dos tipos de de mallas posibles en función de su relación con el contorno de la forma de equilibrio: abiertas y cerradas. Primero, las redes cerradas son aquellas para las cuales los nodos en el último paso o anillo constituyen el contorno de la forma de equilibrio. Sin embargo, el contorno de una forma de equilibrio para una red abierta está formado por los nodos del contorno de la red topológica.

Las redes abiertas serán más adecuadas para estructuras donde una de sus direcciones principales es sensiblemente mayor que la otra. Las redes cerradas serán apropiadas para estructuras con simetría radial y donde las dos direcciones principales son similares.

Los algoritmos que generan redes cerradas requieren unos inputs reducidos y simples: las coordenadas de los nodos fijos, las densidades de fuerza de las ramas interiores y exteriores (radiales y de anillo) y la topología de la red.

La distribución de los nodos de la última etapa a lo largo del contorno tanto como los puntos fijos se lleva a cabo de una manera automática para redes cerradas de esta manera, para cualquier contorno dado, es posible generar directamente una configuración de equilibrio. La cantidad de nodos entre puntos fijos consecutivos es proporcional a la longitud entre ellos.

Por otro lado, con la red abierta es más complicado ya que en todos los pasos los nodos se distribuyen por el contorno dado. No obstante, cualquier tipo de estructura puede ser mallado mediante redes abiertas o cerradas.

Con el objetivo de concretar correctamente el mallado topológico, se define una clasificación de nodos y conexiones. Así, para las redes abiertas, los puntos negros, grises o vacíos (Fig. 6 – 8) tienen el mismo significado; todos ellos son nodos. También, para el caso de redes abiertas, las líneas gruesas o ralladas son conexiones sin diferencia entre ellas.

El caso de redes cerradas es diferente y aquí es donde realmente se requiere la clasificación de conexiones y nodos. Para el caso de una red cerrada básica tipo A representada en la Fig. 6, hay tres nodos negros y uno gris en el segundo paso.

Para construir una red cerrada, el nodo gris debe coincidir con el negro localizado en el borde del paso, de manera que el nodo gris recibe el nombre de “nodo repetido”. Consecuentemente, las líneas gruesas en la Fig. 6 conexiones y las líneas ralladas representan “conexiones repetidas”.

El proceso para cerrar una red básica tipo B, Fig. 7, conduce a una nueva red de nodos (los “nodos inexistentes”), representados por círculos vacíos. El segundo paso de una red básica tipo B es similar al correspondiente a una tipo A., con tres nodos negros y uno gris, pero en el tercer paso de la red tipo B un nodo del extremo no se corresponde con ningún nodo en el cierre, por lo que debe ser clasificado como “nodo inexistente”. Consecuencia del hecho anterior son las líneas delgadas ralladas que representan las “conexiones inexistentes”.

Para las redes básicas tipo A, el número de nodos de cada paso es el doble de la cantidad de nodos del paso previo, en el caso de la configuración cerrada, y el doble más uno en la configuración abierta. Usando la red básica tipo B, el número de nodos de cada paso es el mismo que el correspondiente al paso anterior en las redes cerradas, mientras que para las abiertas será el mismo número que el paso anterior más uno. Para las redes C, el número de nodos en cada paso permanece siempre inalterable tanto para redes abiertas como cerradas.

Las redes básicas descritas se originan a partir de un nodo inicial que está conectado a los nodos del segundo paso. Sin embargo, este nodo se ve suprimido en las redes abiertas, así como en las redes cerradas cuando se desea crear un nuevo contorno en el interior de la red.

Las redes de nodos para obtener la forma de equilibrio no han de coincidir siempre con uno de los tipos básicos descritos hasta ahora. Así, es posible usar combinaciones topológicas de las redes básicas A y B. En este caso es necesario definir la secuencia de combinaciones que proporcionará la relación entre los nodos de los pasos consecutivos.

Por tanto, el proceso para generar una red cerrada requiere una cantidad de información inicial reducida y simple:

- La posición de los nodos fijos.
- La densidad de fuerza de las ramas interiores y exteriores.
- La topología de la red.

Comenzando a partir del nodo central, se asigna al primer anillo un tipo de relación (A o B) y el número de nodos y, a continuación, se determina el número de anillos que tendrá la red y la secuencia de relaciones topológicas para el resto de estos anillos.

El programa GAUDI 1.0, usado para la obtención de la estructura a estudiar con este TFM, sólo emplea redes cerradas tipo B (Fig. 6) por lo que resulta especialmente adecuado para estructuras con simetría radial o estructuras no alargadas (ejemplo de mallado que realiza el programa, Fig.8). El paso de la red de la topología a la geometría se produce cuando se asignan los nodos fijos a los nodos del contorno: la distribución de los nodos del contorno se hace de manera proporcional a la distancia real existente entre los nodos fijos en el espacio (como se ha comentado anteriormente).

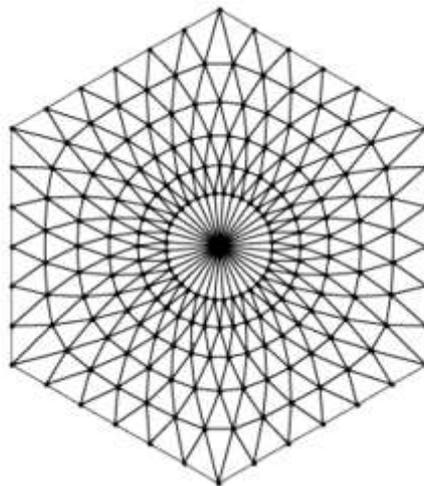


Fig. 8. Red cerrada tipo B con 6 anillos y 36 nodos por anillo.

2.2.3. APLICACIÓN AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS A COMPRESIÓN.

Hasta ahora se ha explicado el MDF y MT en conjunción para la búsqueda del equilibrio en estructuras tensadas. Para poder simular los modelos de Gaudí o Isler se hace necesaria la consideración del peso propio del material que conforma la estructura representada por la red de triángulos.

Para considerar el peso propio de la estructura, las ecuaciones previamente lineales en 'z' son alteradas de manera que cada nodo soporta un tercio del peso de cada triángulo al que dicho nodo pertenece. Manteniéndose la ecuaciones de equilibrio en 'x' e 'y' inalteradas (lineales).

$$\text{Equilibrio en } x \rightarrow (C^T Q C)x + P_x = 0$$

$$\text{Equilibrio en } y \rightarrow (C^T Q C)y + P_y = 0$$

$$\text{Equilibrio en } z \rightarrow (C^T Q C)z + P_z(x, y, z) = 0$$

(13)

Cada componente del vector de cargas \mathbf{P}_z de los triángulos de la red está compuesta de un tercio de la suma del peso de los triángulos que tienen al nodo correspondiente como vértice. Para calcular el peso de cada triángulo, primero habrá que obtener su área y multiplicarla posteriormente por el peso específico ' γ ' que haya sido adoptado. El área de cada triángulo puede calcularse como la mitad de la norma del producto vectorial de dos vectores que conformen dos de sus lados.

Se considera una matriz \mathbf{A} , llamada matriz de adyacencia, para mayor claridad de la expresión del vector \mathbf{P}_z , matriz cuadrada con números de filas y columnas igual al número de nodos de la malla, en la cual el elemento ' a_{ij} ' será igual a 1 si el nodo 'i' comparte rama con el nodo 'j' (son adyacentes) y 0 si no es así (Eq. 14), por lo que la diagonal de la matriz será nula.

$$A(i, j) = a_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si 'i' unido a 'j'} \\ 0 & \text{para el resto} \end{cases}$$

(14)

Hecha esta observación, la componente i del vector \mathbf{P}_z , correspondiente a un tercio de la suma del peso de los triángulos que tienen como vértice al nodo 'i' puede definirse como (Eq. 15), siendo \vec{v}_{ij} el vector que parte del nodo 'i' y llega al nodo 'j' y $\|\vec{a} \times \vec{b}\|$ la norma del producto vectorial de los vectores \vec{a} y \vec{b} .

Como se puede deducir por la Eq. 14 el producto de $(a_{ij} \cdot a_{ik} \cdot a_{jk})$ en la Eq. 15 será igual a 1 si los nodos 'i', 'j' y 'k' son los tres vértices de uno de los triángulos de la malla.

Dado que la posición de los nodos 'i', 'j' y 'k' viene dada por las componentes de los vectores \mathbf{x} , \mathbf{y} , \mathbf{z} ($P_{zi} = P_{zi}(x_i, y_i, z_i)$), cada una de las componentes del vector \mathbf{P}_z se escribirá como función de dichas coordenadas: $P_z = P_z(x,y,z)$. De esta manera, la linealidad en la coordenada 'z' se pierde debido al producto vectorial de los vectores.

$$P_{z_i} = \sum_{j < k} \left[(a_{ij} \cdot a_{ik} \cdot a_{jk}) \frac{\gamma}{3} \left(\frac{1}{2} \|\overrightarrow{ij} \times \overrightarrow{ik}\| \right) \right] \quad (15)$$

Una vez considerado el peso propio y definido el vector \mathbf{P}_z , se explica la aplicación de MT-MDF en el diseño de las estructuras en compresión.

A pesar de la no linealidad del problema, éste puede ser resuelto linealmente a través de iteraciones, considerando la estructura como un modelo colgante (A. Gaudí, H. Isler).

En primer lugar se realiza el equilibrio sin considerar el peso propio. Usando el tamaño de los triángulos en esta iteración, el peso propio se introduce en el sistema aplicándose en los nodos como carga externa, calculando de nuevo el equilibrio del sistema y así sucesivamente.

El proceso acaba cuando la diferencia entre la coordenada 'z' de los nodos de dos iteraciones sucesivas 'nit' y 'nit-1', Δz^{nit} , no excede del criterio de convergencia, especificado por el usuario, Δz_{max} . La diferencia entre iteraciones, siendo ' z^{nit} ' el vector que contiene la coordenada 'z' de cada nodo de la malla para la iteración 'nit' es:

$$\Delta z^{nit} = \|z^{nit} - z^{nit-1}\| \quad (16)$$

El usuario puede cambiar los valores de densidad de fuerza de las ramificaciones si se observa la no convergencia del sistema (mensaje del programa especificando el error), al igual que un número máximo de iteraciones. Una vez encontrada la convergencia del sistema, la estructura del sistema es girada para conseguir la estructura a compresión buscada. Se especifica un esquema del proceso en la Fig. 9.

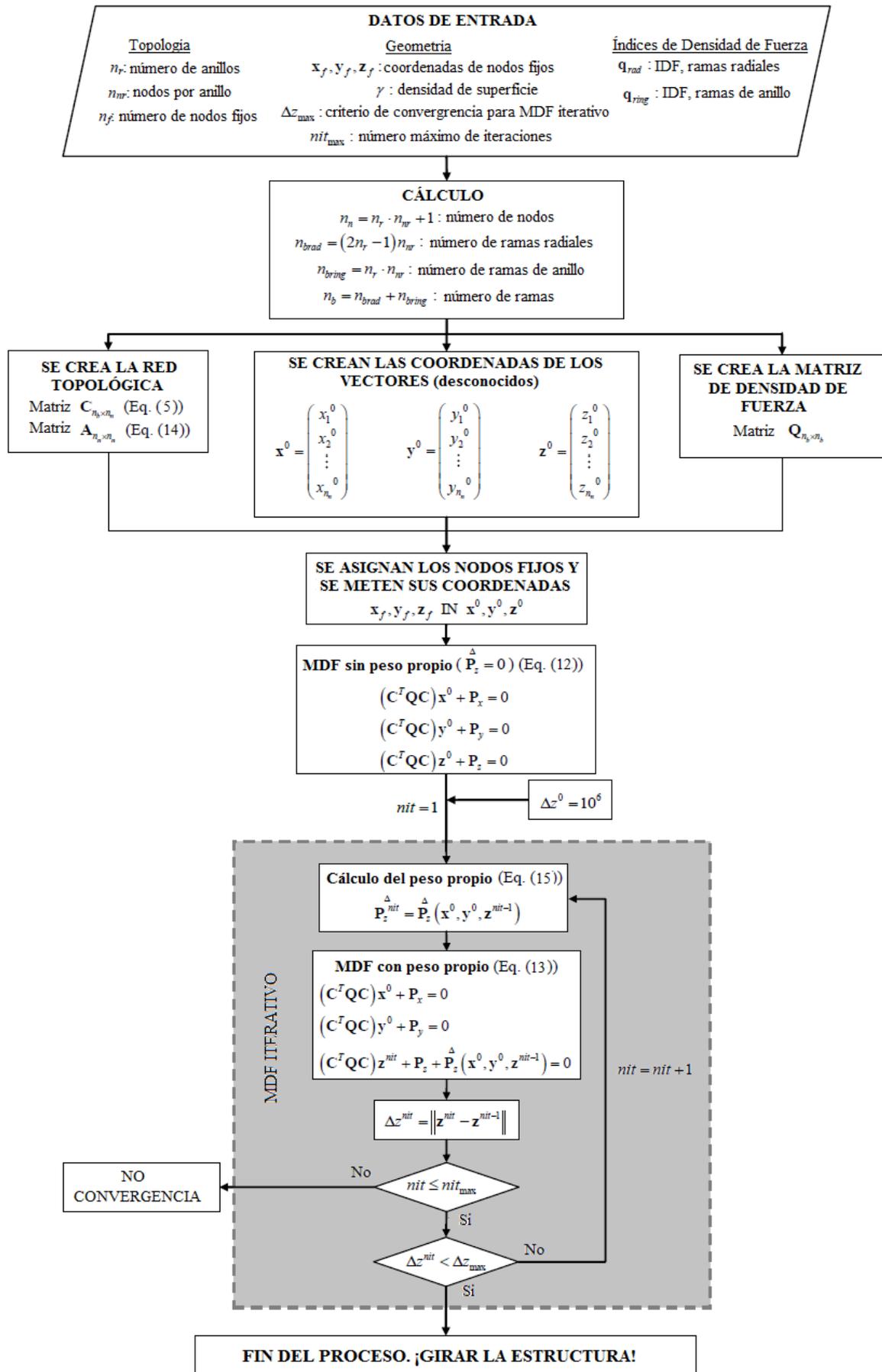


Fig. 9. Esquema del proceso.

Conclusiones:

El MDF puede ser empleado junto con el MT para conseguir una configuración de equilibrio en estructuras a compresión (bóvedas complejas, cúpulas, etc.) de una forma rápida y sencilla; como Gaudí con sus modelos colgantes, de igual modo que él modificaba la longitud de las cuerdas o la cantidad de peso que metía en los saquitos para conseguir la estructura que tenía en mente, en el MT-MDF pueden modificarse los datos de entrada para conseguir la estructura deseada.

Estas modificaciones serían las densidades de fuerzas de las ramificaciones o incluso el cambio del mallado entero cambiando las variables de la tipología, como los pasos o nodos en cada paso. Llegando siempre a una convergencia del problema definida por el usuario hasta conseguir la forma deseada. Diferentes ejemplos resultantes de esta metodología (a través del software mencionado GAUDI 1.0) pueden verse en la Fig. 10.

Después de haber encontrado esta forma, se gira la estructura resultante con el fin de obtener la estructura de compresión. Además, las mallas obtenidas se pueden introducir fácilmente en los programas comerciales de Elementos Finitos (MEF) como SAP2000, usado en este TFM. De este modo, se demuestra que las estructuras obtenidas mediante el TM-FDM trabajan únicamente a compresión, sin la presencia de valores importantes de tracción y/o flexión.

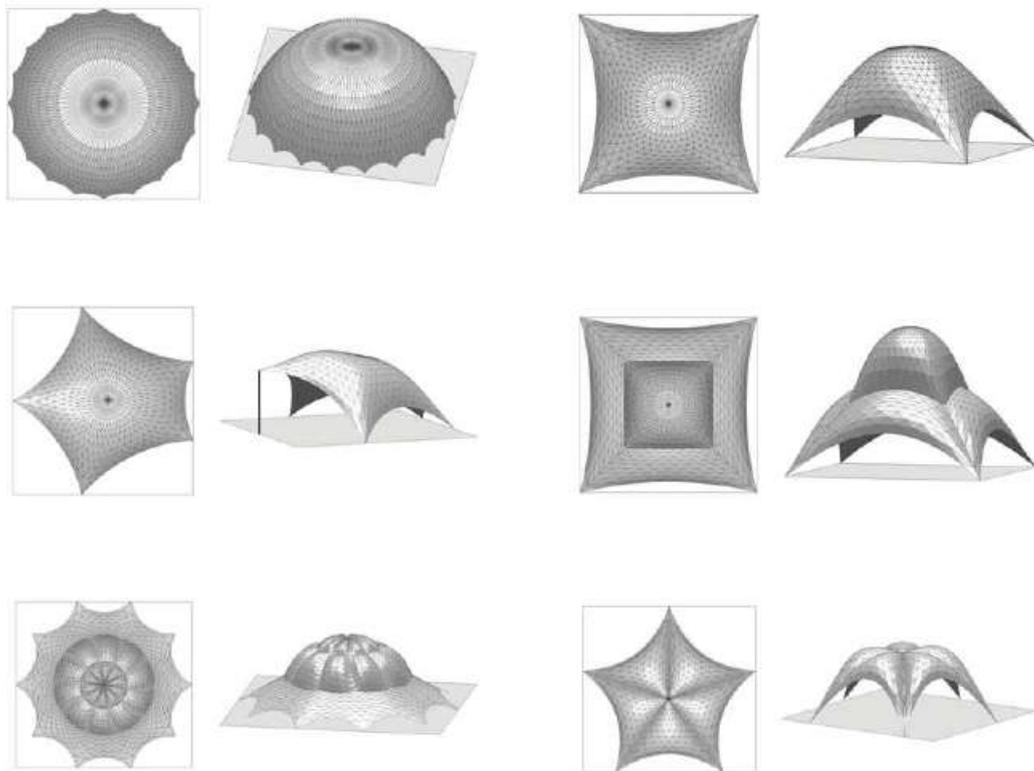


Fig. 10. Diferentes ejemplos.

3. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SOFTWARE SAP2000

3.1. INTRODUCCIÓN SAP2000

El SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento del más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

Conocido por la flexibilidad en el tipo de estructuras que permite analizar y por su poder de cálculo, SAP2000 es la herramienta diaria de trabajo de miles de ingenieros en todo el mundo.

La amplia gama de aplicabilidad de los programas de CSI (Computers and Structures, Inc.) permite su utilización en el dimensionamiento de puentes, edificios, estadios, presas, estructuras industriales, estructuras marítimas y todo tipo de infraestructura que necesite ser analizada y dimensionada (Fig. 11).

Por ello es el software a utilizar en el presente TFM, la estructura a analizar es la representada en la Fig. 12. Obtenida con el programa GAUDI 1.0.

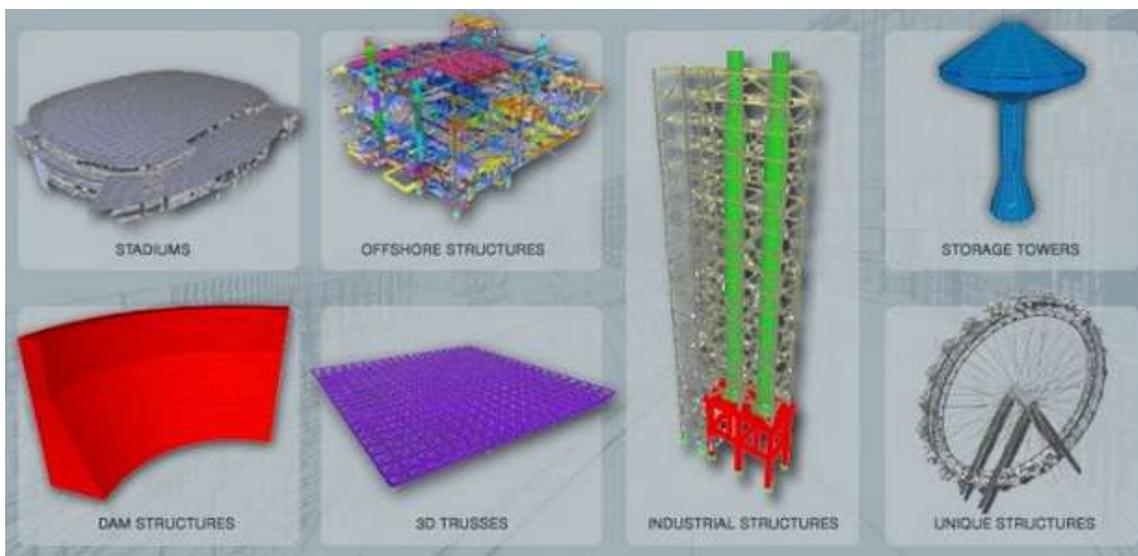


Fig. 11. Ejemplos de Estructuras en SAP2000.

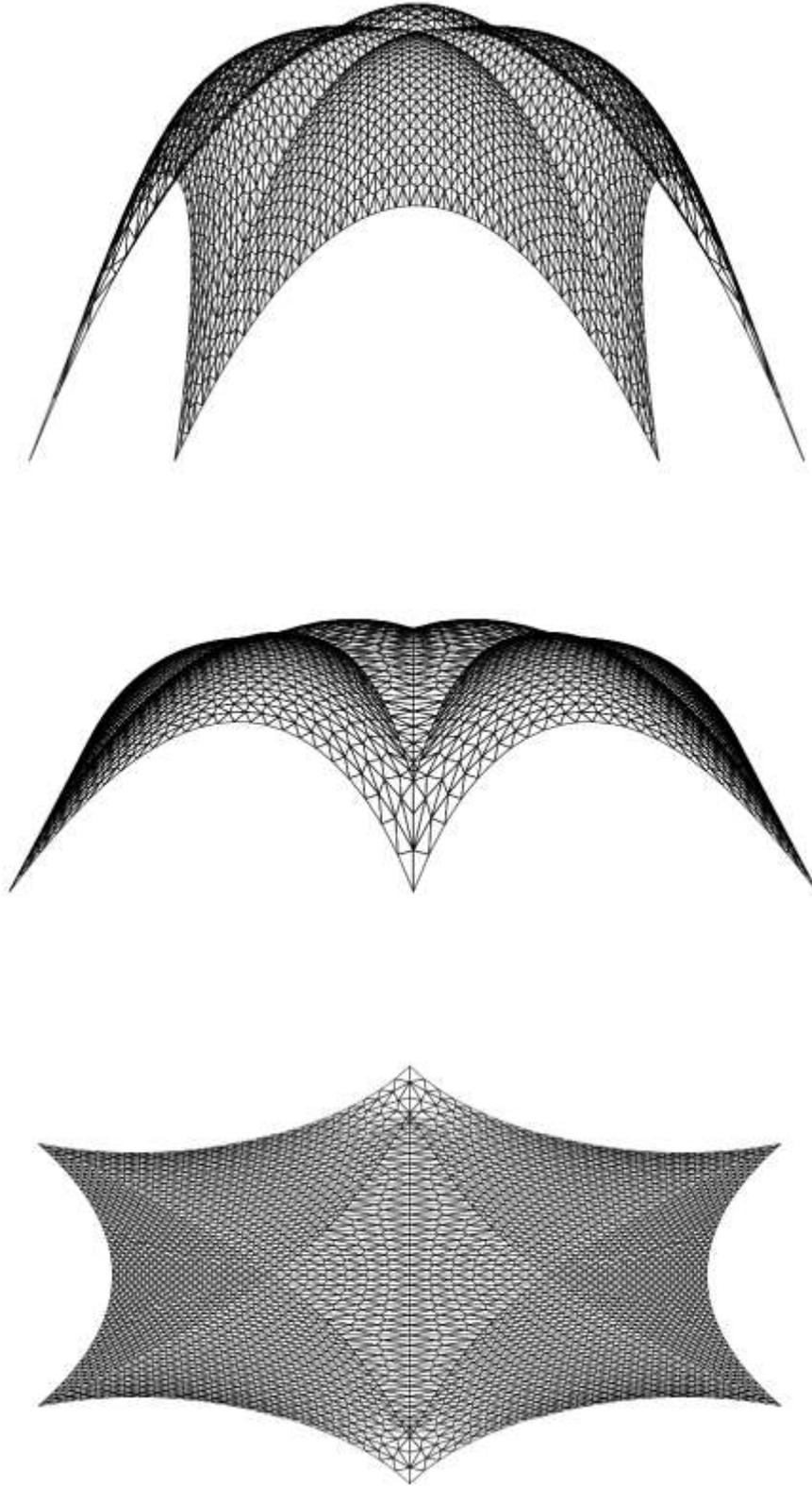


Fig. 12. Estructura a analizar.

3.2. MATERIALES

La estructura en la interfaz de SAP2000 (Fig. 13), se muestra un compendio de 7000 áreas, a las cuales hay que asignar unas determinadas características. En primer lugar, la elección del material, dónde se plantean varias opciones.

Como primera opción y más intuitiva, como se ha podido ver en el segundo capítulo del presente TFM con los diferentes ejemplos de este tipo de estructura sobre todo a partir del siglo XX (H. Isler), es el hormigón armado.

Se baraja también una segunda opción, el ladrillo, a través del cual también pueden realizarse diversidad de curvaturas (Fig. 14), se hace un énfasis en este material por el interés en una metodología de la empresa “Flexbrick” la cual puede verse claramente en la Fig. 15, tras ponerse en contacto con dicha empresa, aún no se construye en doble curvatura con esta metodología, por lo que se desestima para el análisis de la estructura de este TFM, pero no deja de ser un aspecto interesante a tener en cuenta en un futuro estudio.

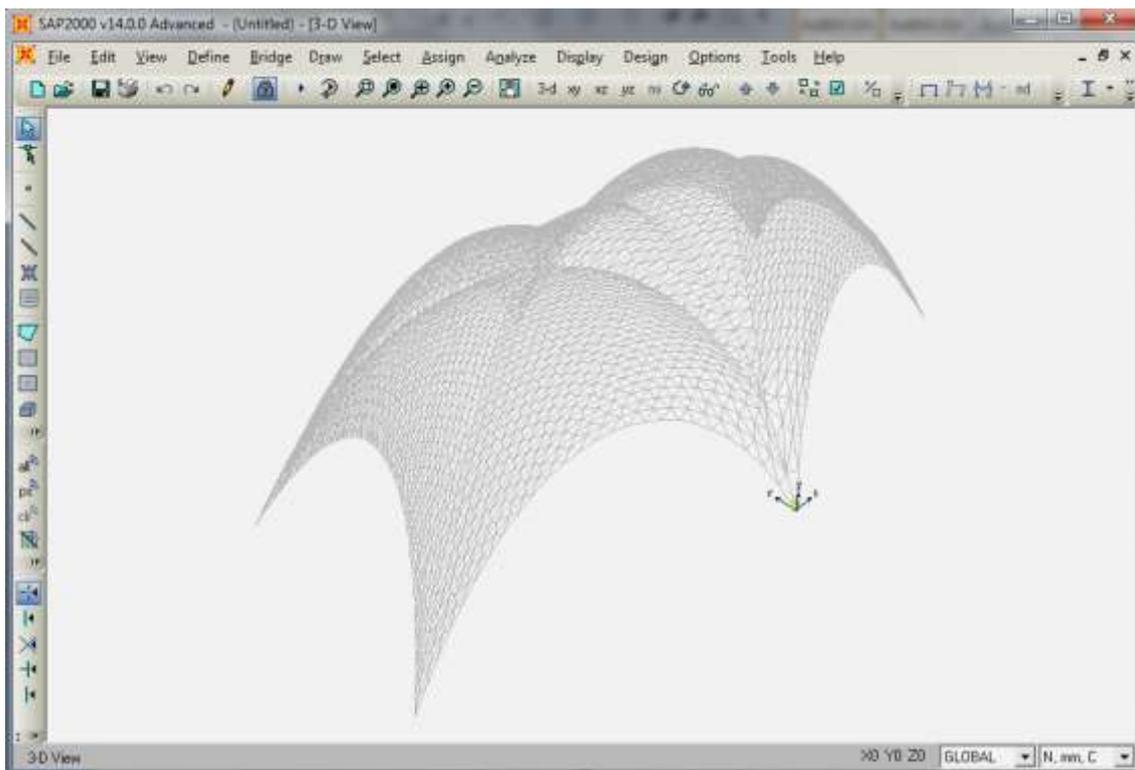


Fig. 13. Interfaz SAP2000.



Fig. 14. Proyecto Bricktopia.



Fig. 15. Metodología Flexbrick.

Por lo que se decide finalmente el desarrollo de la estructura en hormigón armado. Una vez elegido el material se dispone a definirlo en el programa, tanto el hormigón como el acero usado para las barras del armado. Las propiedades de cada uno de éstos se reflejan en la Fig. 16. Como puede comprobarse las unidades en todo momento son “N, mm, C”

Cabe destacar que el SAP2000 utiliza normativa americana (American Society for Testing and Materials), el material elegido para el armado es el “ASTM A615 Grade 60”, corresponde al G60000, es decir, 60000 psi (libra por pulgada cuadrada) de resistencia a la tracción, como puede verse en la imagen, en las unidades correspondientes (N, mm, C), se tiene un armado con un límite elástico de aproximadamente 275 N/mm^2 y resistencia a la tracción de 413 N/mm^2 , esto se traduce a normativa europea, al armado comúnmente usado “**B400S**”

En cuanto al hormigón ocurre lo mismo, se tiene un hormigón “ $f_c = 4000 \text{ psi}$ ”, es decir, resistencia a la compresión de $27\,579 \text{ N/mm}^2$ (como puede verse en la imagen), lo que se traduce a normativa europea, por mayor proximidad, a un hormigón “**HA-30**”.

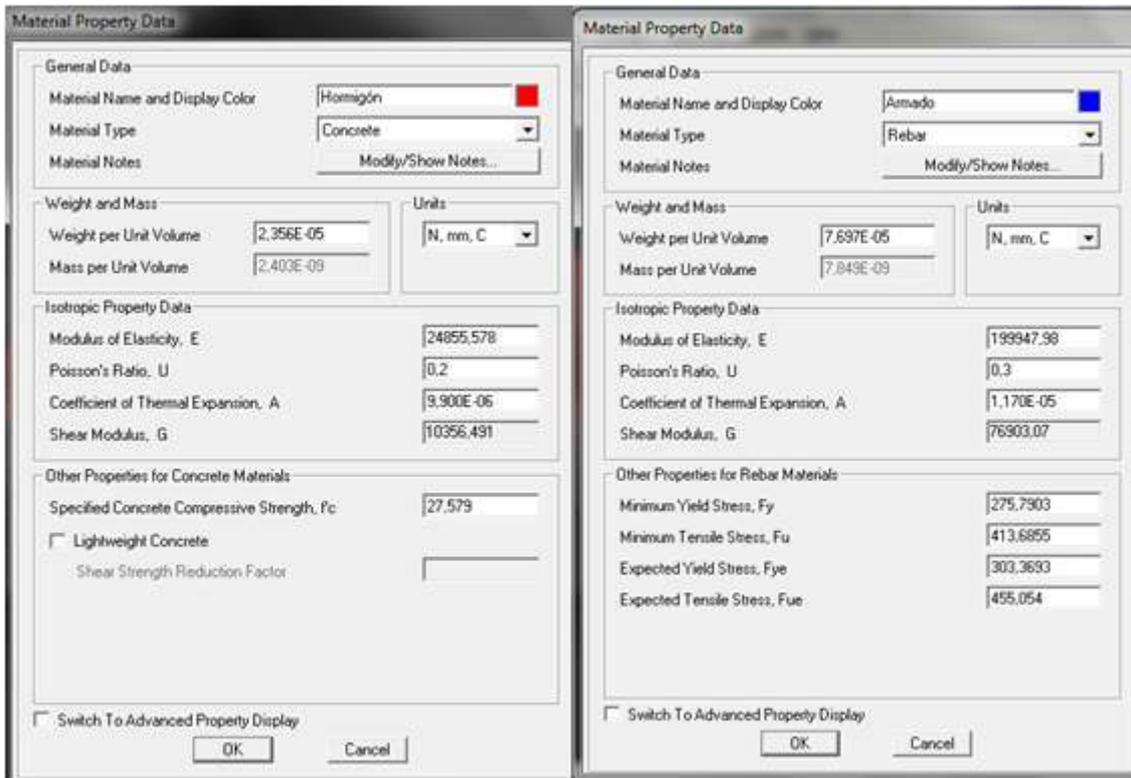


Fig. 16. Propiedades de los materiales.

A continuación, se definen las propiedades de la sección, dónde se elige una sección de tipo “Shell” (lámina), antes de entrar en detalle de cómo va ser la sección se hace un inciso para mostrar las características del elemento Shell.

En primer lugar los tipos de elemento: de tres y cuatro nodos (Fig. 17) y los grados de libertad que se tienen (Fig. 18), los cuales corresponderían a los G.D.L. de una membrana más los de una placa.

Y por último; Las tensiones en el elemento tipo Shell, son las fuerzas por unidad de superficie que actúan dentro del volumen del elemento para resistir la carga. Estas tensiones son:

- En el plano, tensiones normales: S11 y S22
- En el plano, tensión de corte: S12
- Tensiones de cortante transversales: S13 y S23
- Tensión transversal directa: S33 (siempre se supone que es cero)

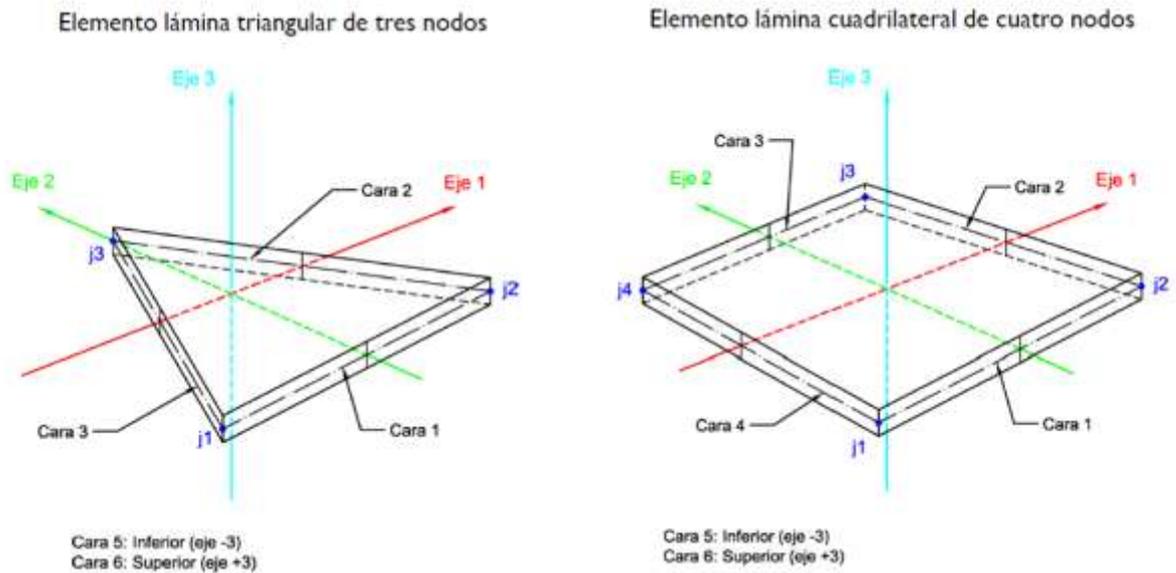


Fig. 17. Elementos tipo Lámina.

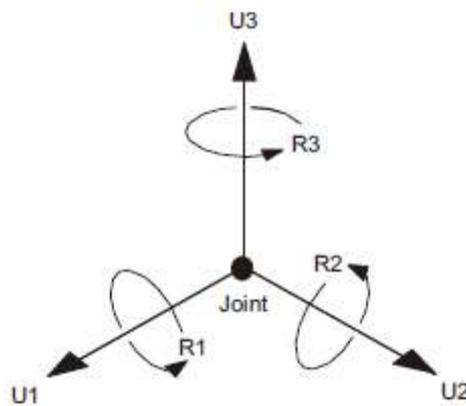


Fig. 18. G.D.L. de cada nodo del elemento tipo Lámina.

Las tres tensiones en el plano se supone que son constantes o que varían linealmente a través del espesor del elemento. Las dos tensiones de cizalladura transversales se supone que son constantes a través del espesor.

La distribución real de la tensión de cizalladura es parabólica, siendo cero en las caras sur superior e inferior y teniendo un valor máximo o mínimo en la superficie media del elemento.

Una vez comentadas las características del elemento usado en la estructura, se procede a explicar la sección utilizada en el cálculo:

Sección de hormigón armado de 30 cm de espesor y dos capas de armado. El armado se compone de barras de acero de #5 (5/8 de pulgada), es decir, de diámetro 16 mm, con un espaciado entre barras de 3 cm.

Esta distribución se ve con mayor claridad en las Fig. 19 y 20. Del mismo modo que se ve el resumen de las capas definidas dentro de la sección, con el espesor de cada una de ellas y lo que distan entre sí.

Hay que tener en cuenta que para las barras de refuerzo, S11 siempre es no lineal. Las barras de refuerzo en vertical se definen estableciendo el ángulo del material a 90°, alineándose de este modo con el eje local 2 del elemento Shell. De ahí que la tensión S11 de las barras de refuerzo en vertical se corresponda con la tensión S22 del elemento Shell.

También se debe destacar que la tensión S12 en las barras de refuerzo está dispuesta para ser no lineal. Esto permite que las barras de refuerzo lleven a cabo un esfuerzo de cizalladura cuando el hormigón se agriete (enfoque más conservador).

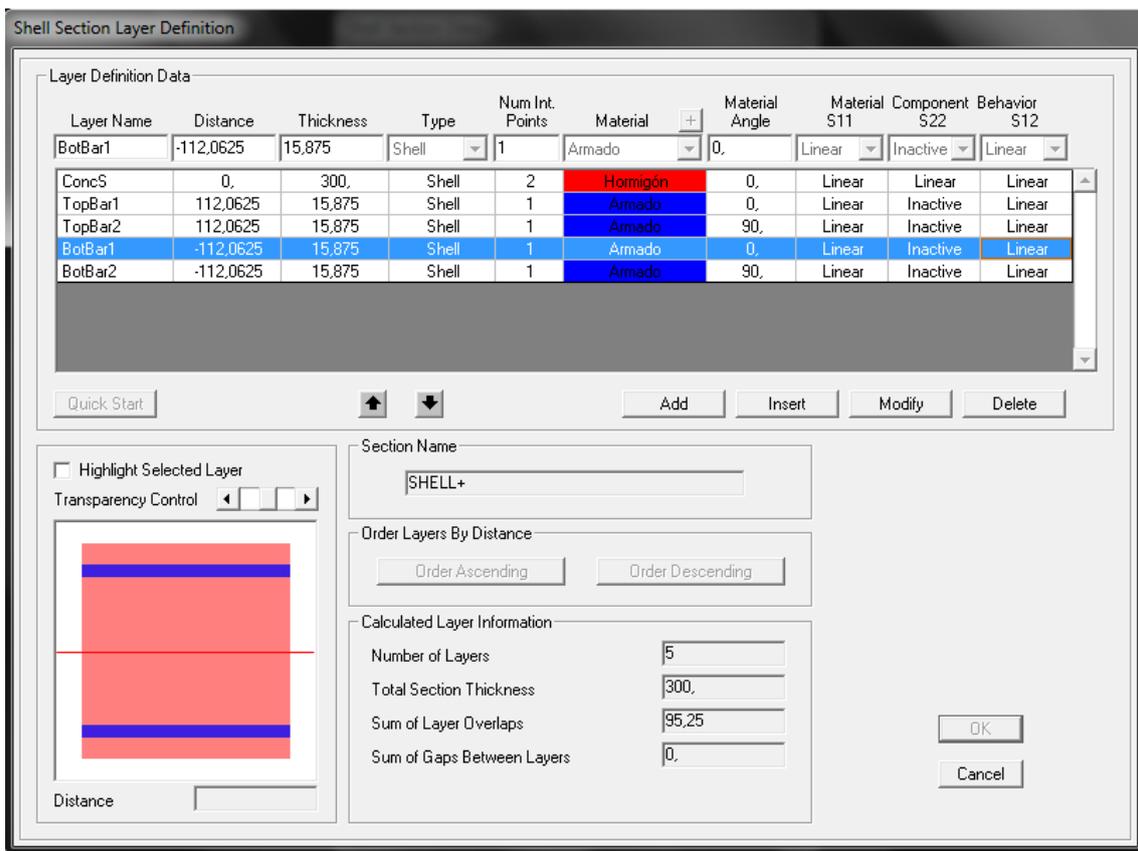


Fig. 19. Definición de las capas.

Concrete Shell Section Quick Start Parameters

Section Name: SHELL

Rebar Layers: One Layer Two Layers

Units: N, mm, C

Material Data And Concrete Thickness

Concrete Material: + Hormigón

Rebar Material: + Armado

Concrete Thickness: 300,

In-Plane Element Component Behavior

S11 Nonlinear

S22 Nonlinear

S12 Nonlinear

Out-of-Plane Element Component Behavior

Same as In-Plane

Linear

Rebar Size, Spacing and Clear Cover

Size and Spacing Is the Same For All Rebar

Top Bars - Direction 1	+ #5	@ 300,	Cover 30,
Top Bars - Direction 2	#5	@ 300,	Cover 30,
Bottom Bars - Direction 1	#5	@ 300,	Cover 30,
Bottom Bars - Direction 2	#5	@ 300,	Cover 30,

Shell Section Elevation View

Top

Bottom

Show Elevation 1-3 Show Elevation 2-3

Shell Section Plan View

Top Bot

Fig. 20. Distribución del Armado.

3.3. CÁLCULO / RESULTADOS

Se calcula únicamente teniendo en cuenta su peso propio, es decir se tiene en cuenta la densidad del material usado y el espesor de cada uno de los elementos para calcularse el peso propio de forma uniforme en la dirección de la gravedad o eje Z.

Se asigna un “automesh” dentro de las opciones de asignación en las áreas definidas y se procede a correr el programa únicamente en la opción “dead”.

Antes de entrar en los resultados obtenidos y en el análisis de éstos, se hace un inciso para explicar las diferentes fuerzas y momentos que resultan en el análisis de un elemento Shell.

Las fuerzas internas del elemento Shell (también llamados esfuerzos resultantes) son las fuerzas y momentos que resultan de la integración de las tensiones sobre el espesor del elemento. Estas fuerzas internas son:

- Membrana, fuerzas directas (axiles): F11 y F22

$$F_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} S_{11} dx_3 \quad F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} S_{22} dx_3$$

- Fuerza de corte de la membrana (cortante): F12

$$F_{12} = \int_{-th/2}^{+th/2} S_{12} dx_3$$

- Placa, momentos de flexión (flectores): M11 y M22

$$M_{11} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 S_{11} dx_3 \quad M_{22} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 S_{22} dx_3$$

- Momento de torsión de la placa (torsor): M12

$$M_{12} = - \int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 S_{12} dx_3$$

- Placa, fuerzas de corte transversal (cortantes): V13 y V23

$$V_{13} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} S_{13} dx_3 \quad V_{23} = \int_{-thb/2}^{+thb/2} S_{23} dx_3$$

Dónde “ x_3 ” representa la coordenada del espesor medido desde la superficie media del elemento, “ th ” es el espesor de membrana y “ thb ” es el espesor de flexión de la placa.

Como ya se comentó en el apartado anterior, los grados de libertad que tiene un elemento lámina, es la suman de los de un elemento membrana más un elemento placa, es por ello que se definen de igual modo las fuerzas resultantes, diferenciándolas entre los elementos a los que correspondería.

Para una lámina a capas (como es el caso de este estudio), la definición es la misma, excepto que las integrales de los esfuerzos ahora se suman para todas las capas y “ x_3 ” es medida siempre desde la superficie de referencia.

Es muy importante tener en cuenta que estos esfuerzos resultantes son las fuerzas y momentos por unidad de longitud en el plano. Están presentes en cada punto de la superficie media del elemento.

Para una lámina en el que el espesor de la placa (thb) se considerase delgado (como es este caso, ya que se trata de un espesor de 30 cm es una estructura de aproximadamente 7 m de largo y 4 m de ancho). La deformación de cortante se considera 0, por tanto las fuerzas de cortante transversales se calculan directamente desde los momentos usando las ecuaciones de equilibrio siguientes:

$$V_{13} = -\frac{dM_{11}}{dx_1} - \frac{dM_{12}}{dx_2} \quad V_{23} = -\frac{dM_{12}}{dx_1} - \frac{dM_{22}}{dx_2}$$

Dónde “ x_1 ” y “ x_2 ”, son las coordenadas en el plano paralelo a los ejes locales 1 y 2.

La convención de signos para los esfuerzos resultantes se muestra en la Fig. 21. Los esfuerzos que actúan sobre una cara positiva, son orientados en la dirección positiva de los ejes de coordenadas locales del elemento. Del mismo modo, los esfuerzos que actúan sobre una cara negativa son orientados en la dirección negativa de los ejes de coordenadas locales del elemento.

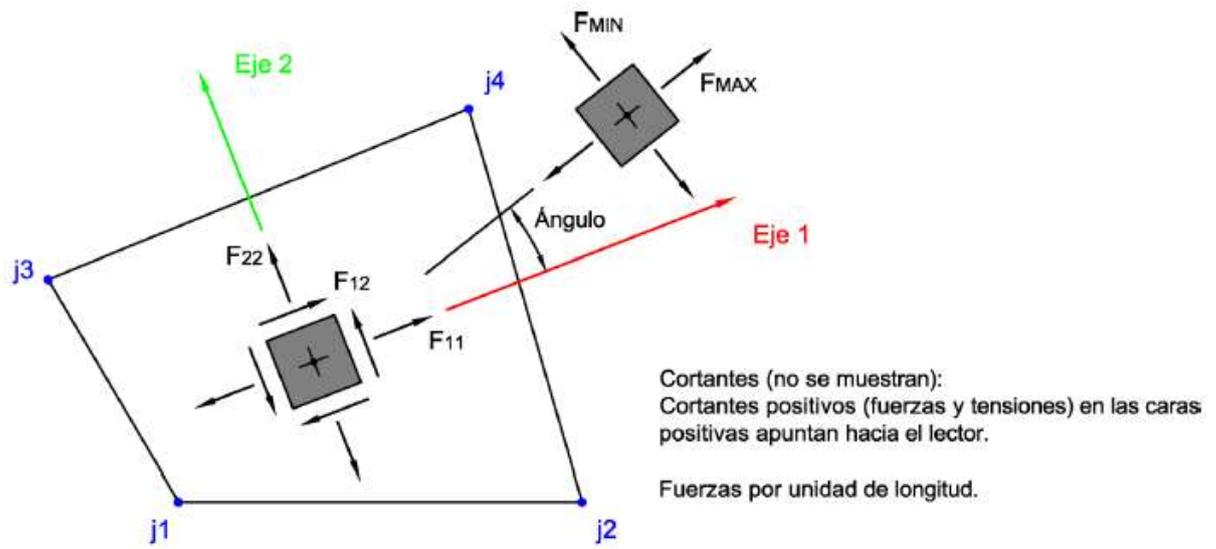
Una cara positiva es aquella en la que el saliente de la normal (apuntando hacia afuera desde el elemento) está en la dirección positiva de los ejes locales 1 y 2.

Las fuerzas internas positivas corresponden a un estado de tensión positivo que es constante a lo largo del espesor. Los momentos internos positivos corresponden a un estado de tensión que varía linealmente a través del espesor y es positivo en la parte inferior. Además para una Lámina homogénea se tienen las siguientes ecuaciones:

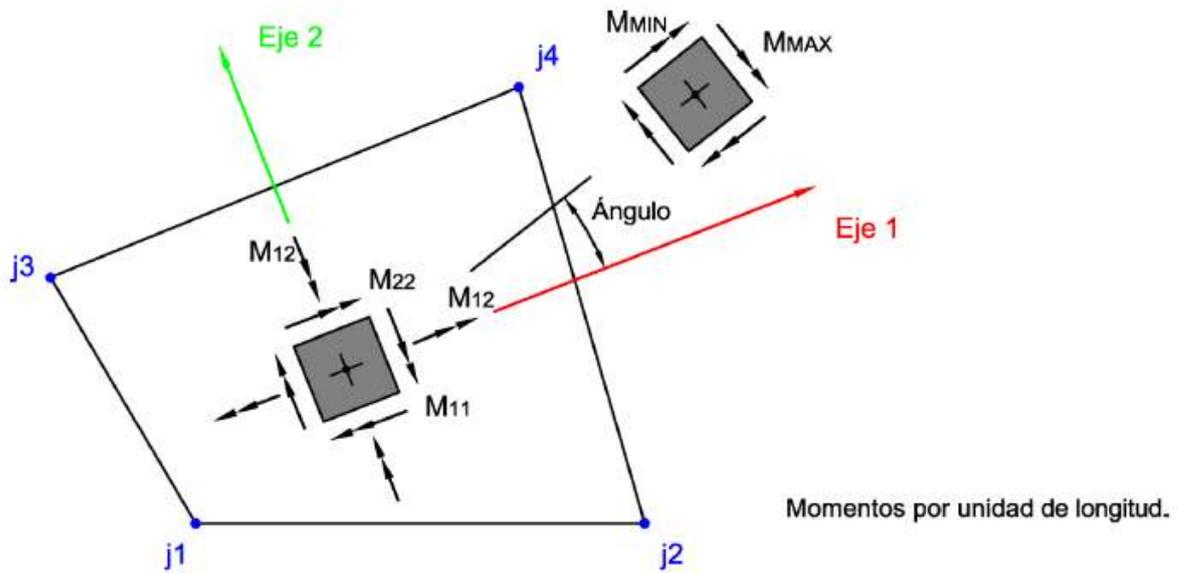
$$S_{11} = \frac{F_{11}}{th} - \frac{12 M_{11}}{thb^3} x_3 \quad S_{13} = \frac{V_{13}}{thb}$$

$$S_{22} = \frac{F_{22}}{th} - \frac{12 M_{22}}{thb^3} x_3 \quad S_{23} = \frac{V_{23}}{thb}$$

$$S_{12} = \frac{F_{12}}{th} - \frac{12 M_{12}}{thb^3} x_3 \quad S_{33} = 0$$



TENSIONES Y FUERZAS DE MEMBRANA
La tensión S_{ij} tiene la misma definición que la fuerza F_{ij}



MOMENTOS FLECTORES Y TORSOR DE PLACA

Fig. 21. Esfuerzos resultantes, elemento lámina.

Los esfuerzos de cortante transversales dado, son valores medios. El esfuerzo de cortante real corresponde a una distribución parabólica, siendo cero en la parte superior e inferior y tomando unos valores máximos o mínimos en la superficie media del elemento.

Las fuerzas y los momentos resultantes son presentados de igual modo para una lámina homogénea y a capas. Las tensiones se representan para una lámina homogénea en las superficies superior e inferior, y son lineales entre ambas. Para una lámina a capas, las tensiones se muestran en cada capa a través de los puntos de integración, en la parte superior, inferior y centro de la capa.

Las tensiones y los esfuerzos resultantes son calculados a través de los puntos de integración del elemento y extrapolado a los nodos. Aunque estos valores son extrapolados a los nodos, las tensiones y esfuerzos resultantes existen por todo el elemento.

Las tensiones y los esfuerzos resultantes en los elementos lámina se pueden calcular para todos los casos de carga: estático lineal y no lineal, modal, espectro de respuesta, etc. Tanto para un caso de carga determinado como para combinaciones de éstas.

El ángulo dado se mide en sentido antihorario (cuando se ve desde la parte superior) desde el eje local 1 a la dirección de valor principal máximo.

Una vez explicadas las características del elemento lámina para este apartado, se muestran los resultados del cálculo de la estructura, sometida únicamente a su peso propio. En primer lugar las fuerzas, F_{11} , F_{22} y F_{12} (Axiles, Fig. 22 y 23; Cortante, Fig. 24) y en segundo lugar los momentos, M_{11} , M_{22} y M_{12} (Flectores, Fig. 25 y 26; Torsor, Fig. 27).

En cuanto a los axiles Fig.22 y Fig. 23, se puede ver una distribución de la fuerza en torno al 0 (hay que tener en cuenta en todas las figuras de resultados mostradas que son valores por unidad de longitud y que las unidades usadas en todo momento son Newton y milímetros). Es únicamente en las zonas próximas a los apoyos dónde se localizan valores de fuerza resultante, valores que son absorbidos por la cimentación (ver apartado siguiente).

En la imagen del cortante Fig.24, al igual que en las dos imágenes de flectores Fig. 25 y Fig. 26, el flujo de valores resultante es totalmente nulo. Dónde sin embargo, si se aprecia alguna diferencia de valores (aunque éstos sigan siendo de pequeña magnitud), es en la imagen del torsor Fig. 27.

Esto se debe a una mezcla de dobleces tanto en uno como en el otro eje local perteneciente al plano del elemento (eje local 1 y eje local 2), puede comprobarse que estos cambios en los colores sucede justamente dónde están los cambios en las curvaturas de la estructura (casi en toda la estructura), el elemento en sí está “retorciéndose” al sufrir dichas curvaturas/dobleces.

No se han mostrado los resultados de las fuerzas de cortante transversales, V_{13} y V_{23} , ya que éstas, como se comentó anteriormente en la explicación, pueden calcularse a partir de los valores de los momentos en las ecuaciones de equilibrio también mostradas. Al ser los flectores nulos, no tiene sentido el cálculo de estas fuerzas.

Y por último, en la Fig. 28 se refleja la deformada, los desplazamientos de la estructura en el eje Z, se denominan " U_z " y el máximo valor se da en la zona de mayor altitud de la estructura (color morado) cuyo valor es de $-0,044$ mm, es decir, la estructura se mantiene intacta, no hay desplazamientos, está en equilibrio.

Finalmente, puede comprobarse que la estructura sometida únicamente a su peso propio, está totalmente equilibrada, es decir, a través de un software de cálculo estructural como SAP2000, se demuestran los conceptos desarrollado a lo largo del apartado 2.2: la aplicación del método de densidades de fuerzas (MDF) y mallado topológico (MT) en el diseño de láminas a compresión.

Las estructuras creadas por Gaudí o Isler, a través de sus peculiares metodologías, son extrapoladas a códigos matemáticos en matlab, para su continuación, en este caso en SAP2000, en el modelado y análisis de la estructura. Concluyéndose una verificación del equilibrio en ellas, provocado por su propio peso.

Cabe preguntarse ahora si esto seguirá así o no en el momento en el que el peso propio no sea el único caso de carga que deba soportar la estructura, lo cual es objetivo del próximo capítulo.

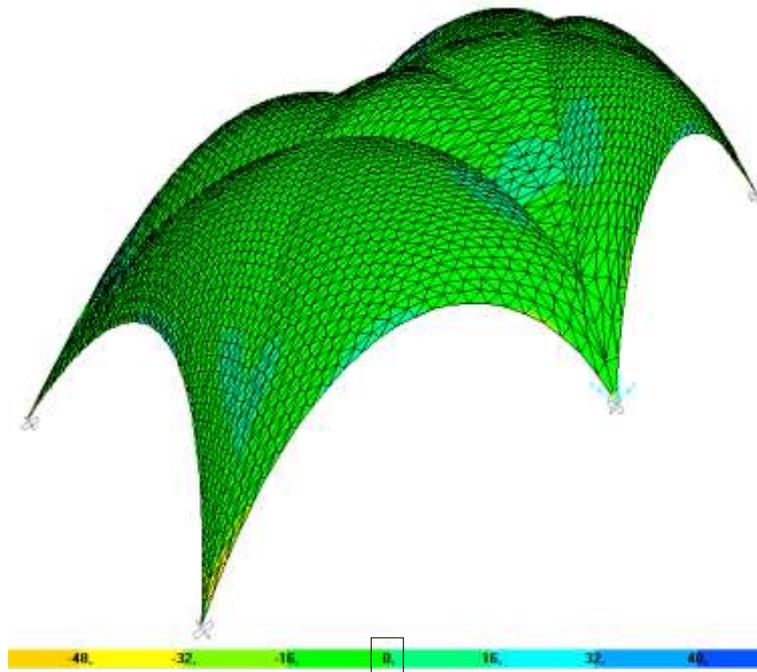


Fig. 22. F_{11} , Axil en eje local 1.

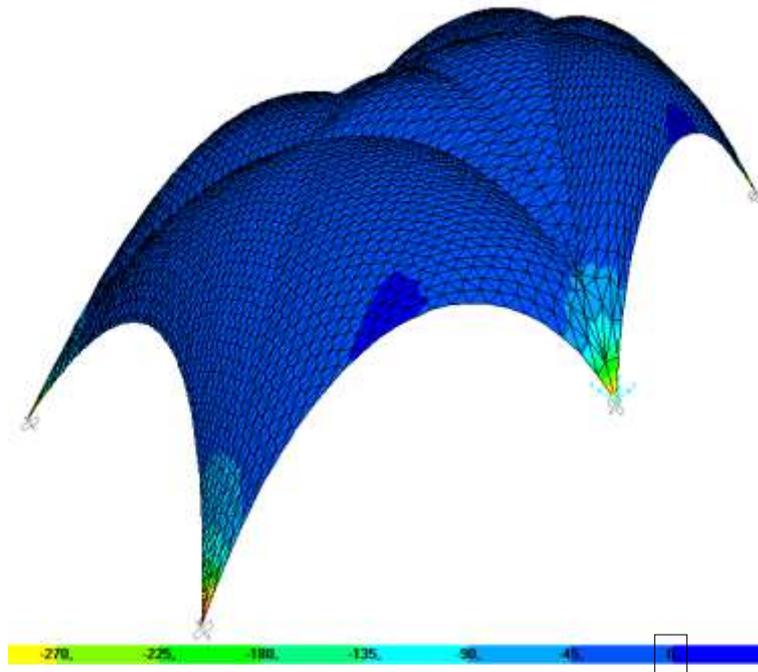


Fig. 23. F_{22} , Axil en eje local 2.

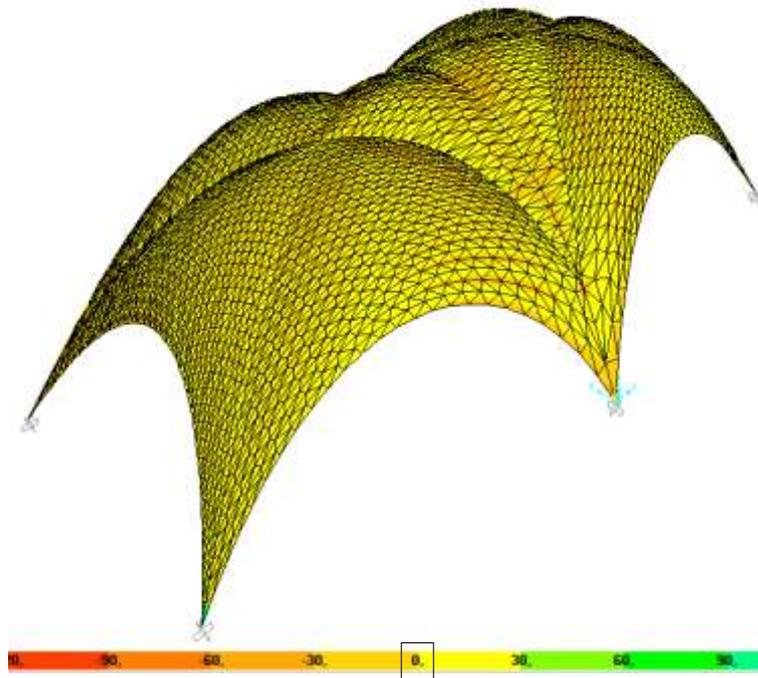


Fig. 24. F_{12} , Cortante.

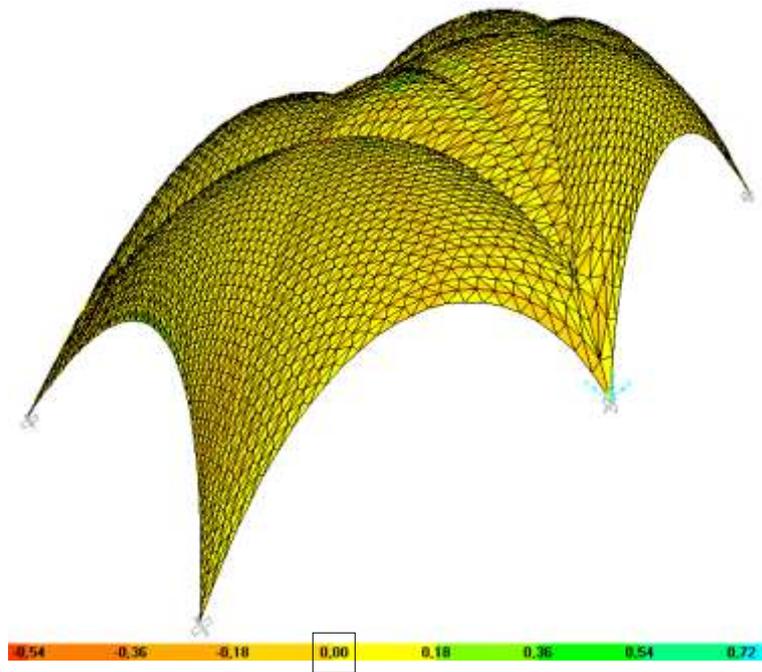


Fig. 25. $M_{11} \times 10^3$, Flector en eje local 1.

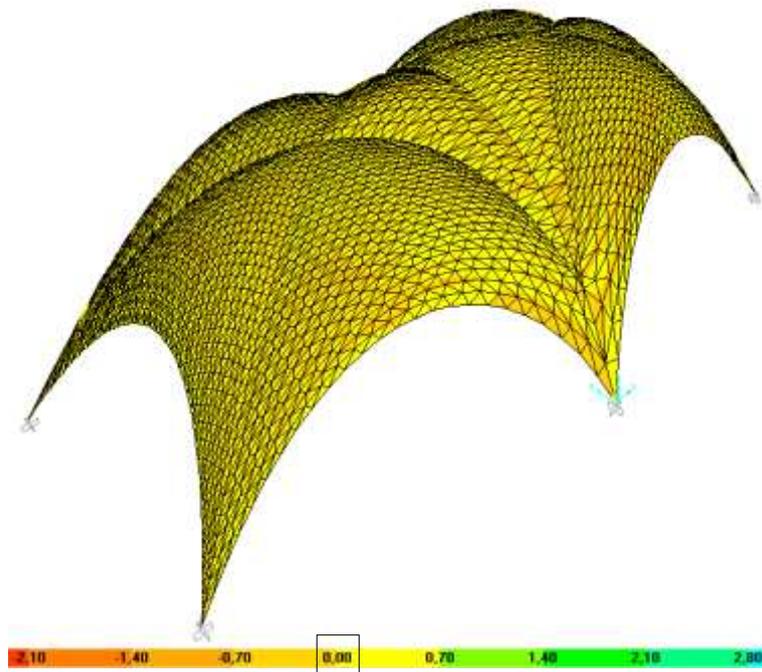


Fig. 26. $M_{22} \times 10^3$, Flector en eje local 2.

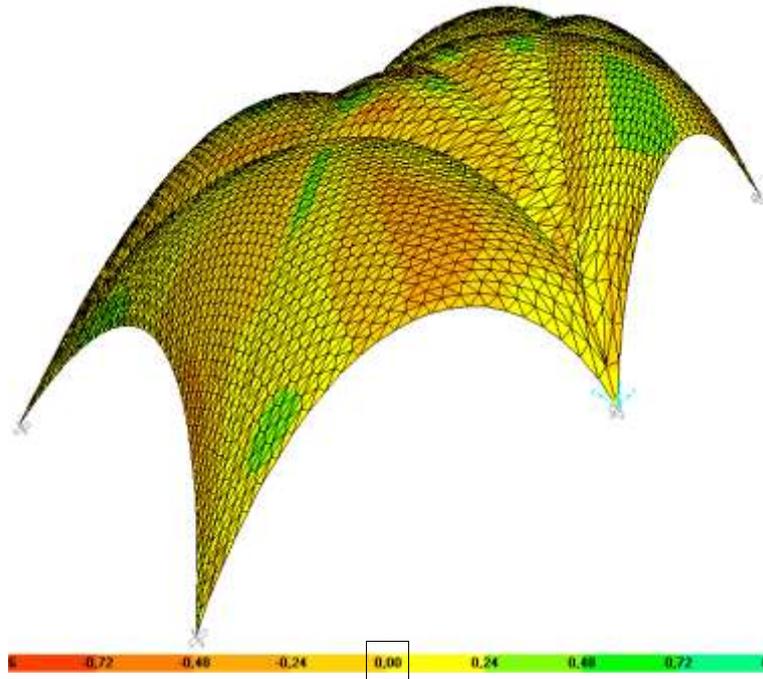


Fig. 27. $M_{12} \times 10^3$, Torsor.

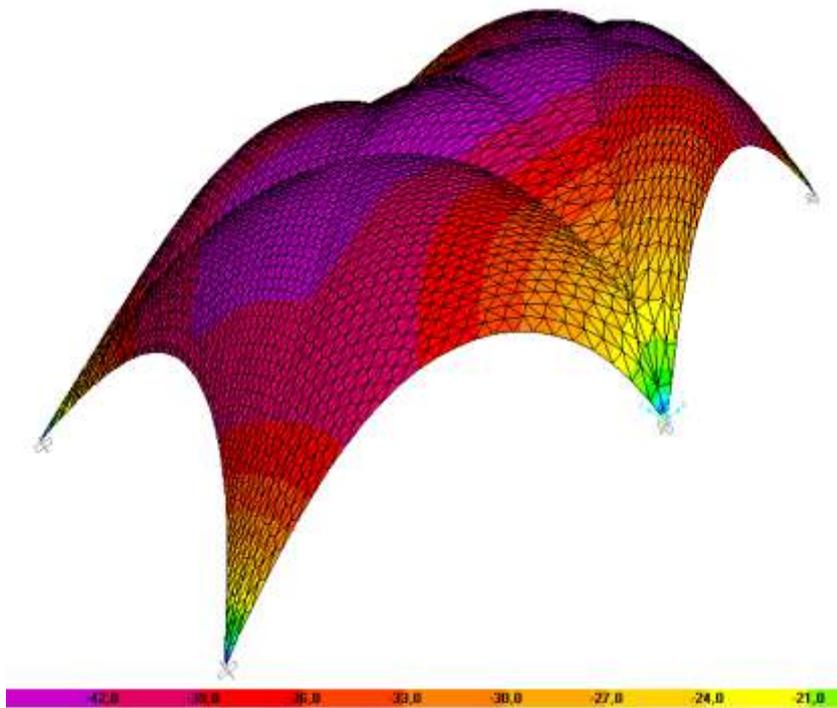


Fig. 28. Deformada $U_z \times 10^{-3}$

3.4. CIMENTACIÓN

Del apartado anterior se tiene la estructura calculada, una de las opciones de SAP2000 es, además de mostrar las reacciones en los apoyos, la posibilidad de exportar una tabla con todos los datos resultantes a Excel, ambos resultados se muestran en la Fig. 29.

Una vez obtenido el modelo con los valores de las reacciones, se calcula la cimentación de la estructura.

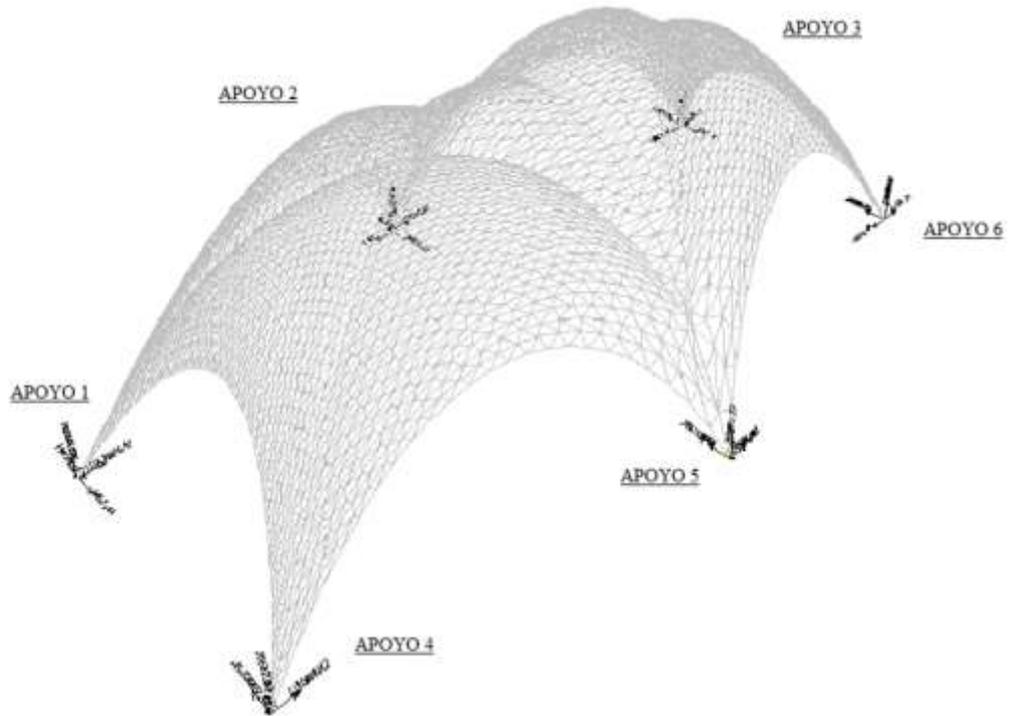


TABLE: Joint Reactions									
APOYOS	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	Text	Text	Text	N	N	N	N-mm	N-mm	N-mm
1	141	DEAD	LinStatic	11624,42	-6457,64	20682,82	-71132,21	-78929,62	7349,36
2	1846	DEAD	LinStatic	0	-20013,49	48293,29	226067,86	0	0
3	3621	DEAD	LinStatic	-11624,42	-6457,64	20682,82	-71132,21	78929,62	-7349,36
4	3	DEAD	LinStatic	11624,42	6457,64	20682,82	71132,21	-78929,62	-7349,36
5	1777	DEAD	LinStatic	0	20013,49	48293,29	-226067,86	0	0
6	3551	DEAD	LinStatic	-11624,42	6457,64	20682,82	71132,21	78929,62	7349,36
			Σ →	0	0	179317,86	0	0	0

Fig. 29. Reacciones en los apoyos.

La cimentación ha sido calculada a través de Cype, por una mayor comodidad al realizar el modelo y comprobación en cada una de las especificaciones de la normativa, ya que una vez especificado el material a usar (el mismo de la estructura), la tipología de cimentación (zapatas cuadradas con vigas de atado) y carga (reacciones en los apoyos), además de calcular la geometría y distribución del armado óptimos, se puede exportar un pdf con las diferentes comprobaciones que se deben hacer según normativa EHE-08 (Anexo A).

Obviamente se puede modelar en SAP2000 pero no se tendría de forma inmediata esas comprobaciones de cumplimiento de normativa europea, ya que no tiene implementado dicha normativa.

Se especifica a continuación, en la Fig. 30, la geometría y armado en primer lugar de las 6 zapatas cuadradas (una por apoyo de la estructura), junto con la geometría y armado de las diferentes vigas de atado que unen las 6 zapatas.

P1, P5, P6, P7, P8 y P9, serían las 6 zapatas cuadradas definidas y en la tabla inferior, las vigas que las une, al usar vigas de atado se evita el fenómeno de vuelco y deslizamiento de zapata aislada, tampoco se tiene fenómeno de punzonamiento ya que se trata de una zapata rígida.

El resto de los valores a tener en cuenta en una cimentación de una construcción real, como pueden ser las propiedades del suelo donde se va a construir la estructura, se han dejado por defecto los valores del programa, ya que se trata en este TFM del estudio de una tipología de estructura y no de una obra que se vaya a llevar a cabo en una ubicación concreta. En la Fig. 31 se muestra el modelo de la cimentación en 3D.

Referencias	Geometría	Armado
P1, P5, P6, P7, P8, P9	Zapata cuadrada Ancho: 80.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 3Ø12c/28 Y: 3Ø12c/28

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P1 - P5], [P1 - P9], [P6 - P7], [P8 - P7]	C.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
[P1 - P7]	C.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
[P5 - P6], [P9 - P8]	C.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30

Fig. 30. Geometría y armado de las zapatas y vigas de atado.

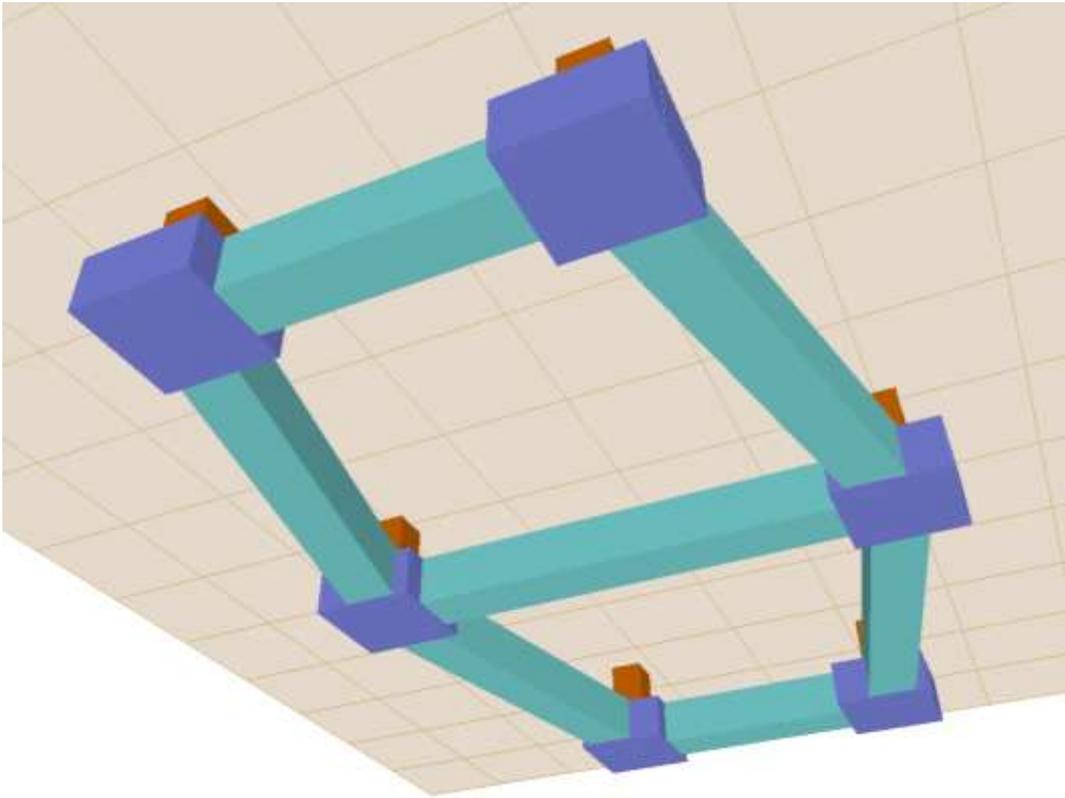
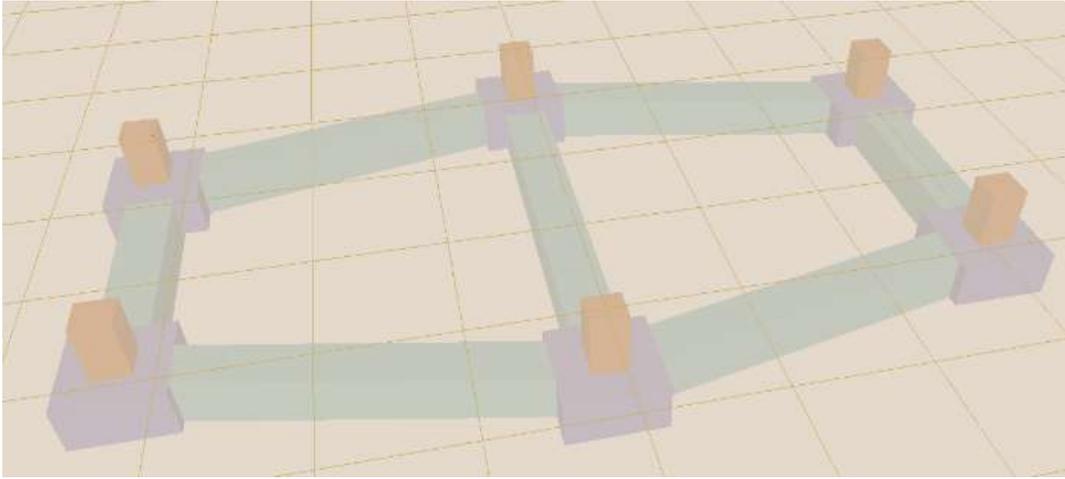


Fig. 31. Modelo cimentación.

4. ANÁLISIS SÍSMICO

Para comenzar con este capítulo, se nombran los diferentes tipos de análisis disponibles que ofrece SAP2000 v14. En cuanto a un análisis lineal, se tiene:

- Análisis estático.
- Análisis modal para cálculo de los modos de vibración, usando autovectores o bien mediante vectores Ritz.
- Análisis de espectro de respuesta.
- Análisis de tiempo-historia, por superposición modal o integración directa
- Análisis de modo de pandeo.
- Análisis de carga en movimiento, para puentes.
- Análisis de estado estable
- Análisis del poder espectral de densidad

Y para análisis no lineal se dispone de los siguientes análisis:

- Análisis estático no lineal.
- Análisis de historia- tiempo no lineal, por superposición modal o integración directa

En el capítulo anterior se ha hecho un análisis estático con el tipo de carga “DEAD” el cuál tiene por defecto el programa y tiene en cuenta únicamente el peso propio de la estructura. Verificándose que la estructura está totalmente equilibrada, se han determinado del mismo modo unas reacciones en los apoyos que son absorbidas por la cimentación también calculada en su correspondiente apartado.

En el presente capítulo, se quiere hacer un análisis de cómo la estructura puesta en estudio, reaccionaría ante un sismo, para ello se definen en primer lugar qué es y en qué se diferencian un análisis estático de un análisis dinámico:

Análisis Estático: Este tipo de análisis consiste en aplicar cargas estáticas horizontales, es decir cargas sin movimiento en el eje X e Y que simulan las fuerzas sísmicas por nivel (fuerzas sísmicas en altura). Las fuerzas sísmicas en altura se determinan aplicando las fórmulas dadas en la NCSE-02, y en el caso de una edificación con diafragma rígido, se puede ubicar en el centro de masas de cada nivel. Generalmente este tipo de análisis es usado para edificaciones de baja altura y de configuración estructural regular.

Análisis Dinámico: El análisis modal espectral consiste básicamente en determinar primero el periodo de vibración de la estructura, luego se determina un espectro de respuesta basados en los parámetros sísmicos que nos da la NCSE-02. Este espectro de respuesta consiste en una gráfica de Aceleraciones vs. Periodos de vibración en función de la aceleración de la gravedad considerando un valor de amortiguamiento de 5% del valor crítico. Si se quiere diseñar una estructura elevada y de configuración estructural irregular se debe emplear este tipo de análisis.

4.1. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Puesto que la estructura que se quiere analizar es totalmente irregular, aunque no sea de gran altura, se opta por realizar un análisis dinámico. Para calcular las sollicitaciones debidas a sismo mediante análisis modal espectral, es necesario definir el espectro de respuesta en SAP2000, realizar un análisis modal y posteriormente el análisis modal espectral.

4.1.1. DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Se adopta el espectro de respuesta de la NCSE-02, siguiendo el apartado 2.3 de la normativa “Espectro de respuesta elástica”, específica que la norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno según Fig. 32, para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\text{Si } T < T_A \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A$$

$$\text{Si } T_A \leq T \leq T_B \quad \alpha(T) = 2,5$$

$$\text{Si } T > T_B \quad \alpha(T) = K \cdot C/T$$

Dónde “T” es el período propio del oscilador en segundos. “T_A” y “T_B” son períodos característicos del espectro de respuesta. “K” el coeficiente de contribución (Anejo 1 de la norma). “C” el coeficiente del terreno y $\alpha(T)$ el valor del espectro normalizado de respuesta elástica.

$$T_A = K \cdot C/10$$

$$T_B = K \cdot C/2,5$$

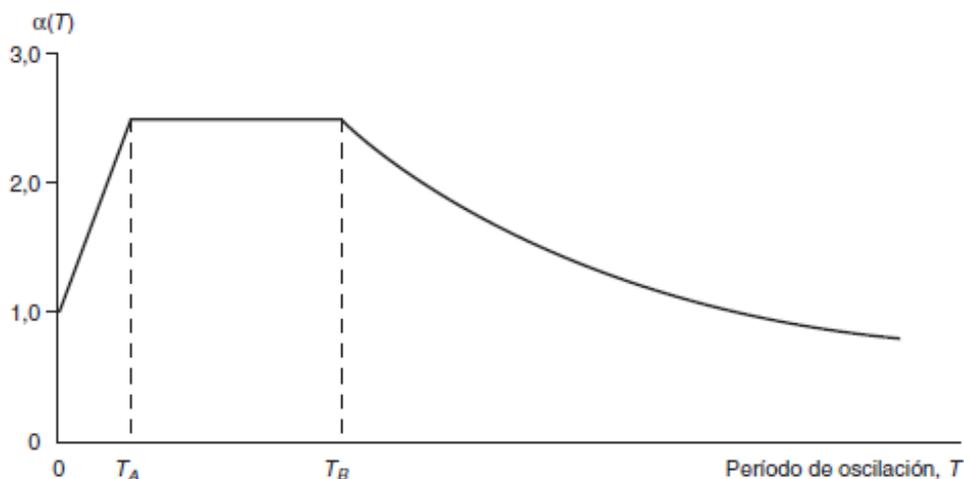


Fig. 32. Espectro de Respuesta Elástica.

Se considera que la ubicación de la estructura es Granada capital por lo que el coeficiente del terreno a adoptar “C”, se encuentra en la tabla 2.1 del apartado 2.4 de la norma, terreno tipo III (terreno aluvial de compacidad media), con lo cual $C = 1,6$.

El coeficiente de contribución “K” en el municipio de Granada capital (anejo 1 de la NCSE-02), $K = 1$. Por lo tanto, los períodos característicos tienen un valor de:

$$T_A = K \cdot C / 10 = 1 \cdot 1,6 / 10 = 0,16 \text{ seg}$$

$$T_B = K \cdot C / 2,5 = 1 \cdot 1,6 / 2,5 = 0,64 \text{ seg}$$

Por lo que el espectro de respuesta a introducir en SAP2000 es el siguiente (Fig.33):

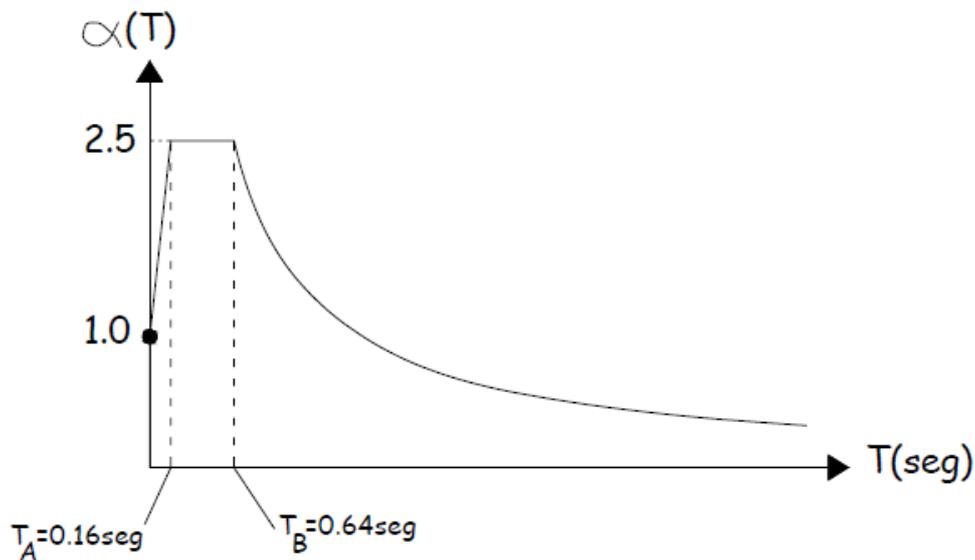


Fig. 33. Espectro de Respuesta a introducir en SAP2000.

Para definir en SAP2000: Define > Functions > Response Spectrum > en “Choose Function Type to Add” se selecciona “User” > “Add New Function” introducir un nombre para el espectro.

En la lista que aparece se deben ir introduciendo los valores en abscisa y ordenada que definen el espectro de respuesta. La primera rama de $T=0$ hasta $T=0,16$ segundos es una recta por lo que con dos puntos estaría definida (0 – 1 ; 0,16 – 2,5) la parte horizontal quedaría definida con otro punto más (0,64 – 2,5) y la parte curva se define con la expresión $K \cdot C / T$; $K=1$; $C=1,6$. Por lo que dando valores a “T” de 0,5 seg en 0,5 seg hasta 5 segundos, se abarca un buen rango de periodo suficiente.

En “Function Damping Ratio”, el valor es 0, ya que el espectro de respuesta está definido para un 5% de amortiguamiento, ver Fig. 34.

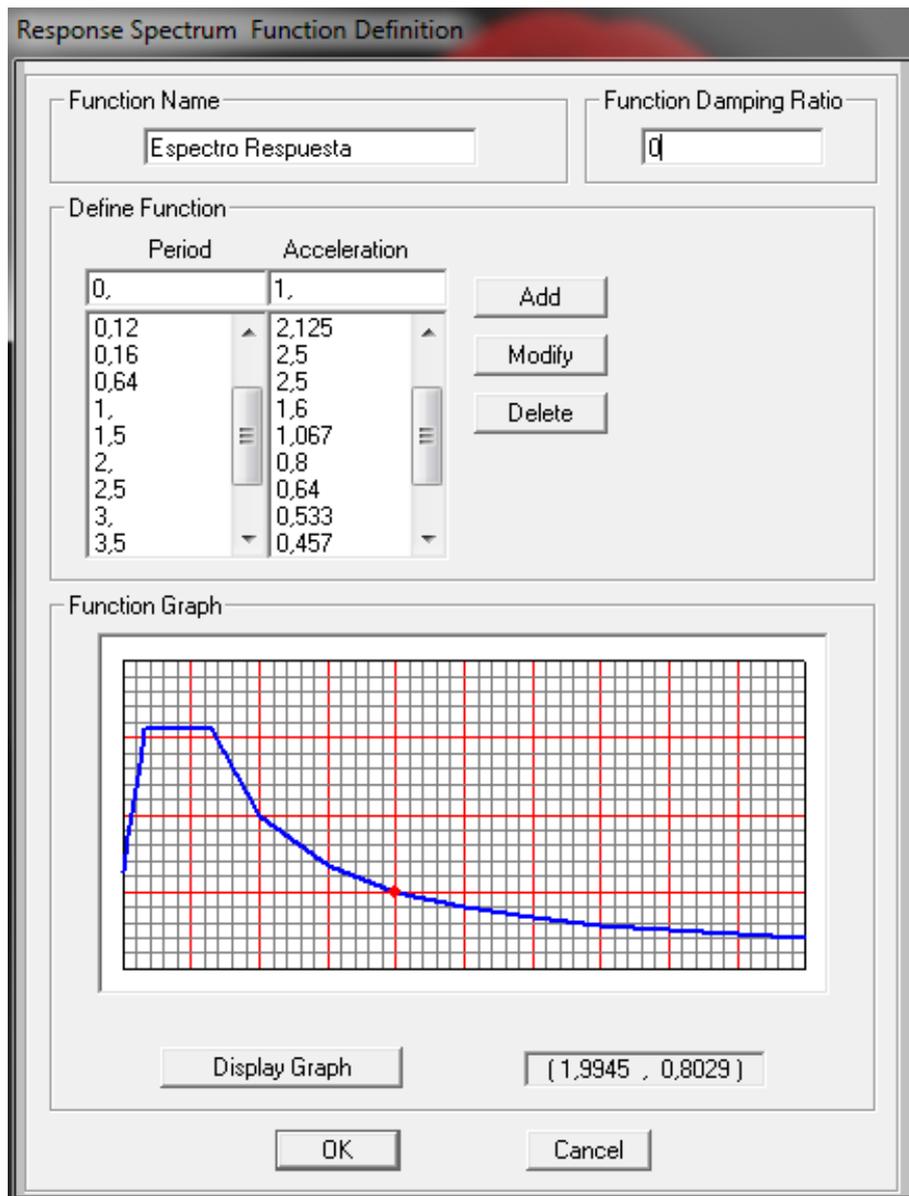


Fig. 34. Espectro de Respuesta en SAP2000.

4.1.2. ANÁLISIS MODAL

Un análisis modal es definido a través de un caso de carga, eligiendo el tipo “MODAL”. Se pueden definir múltiples casos de carga modales y existen dos tipos de análisis modal en SAP2000:

Análisis con Autovectores

Análisis que determina las formas de los modos libres de vibraciones no amortiguadas y frecuencias del sistema. Estos modos naturales proporcionan un excelente conocimiento del comportamiento de la estructura. El análisis con autovectores implica la solución del siguiente problema generalizado de autovalores.

$$[K - \Omega^2 \cdot M] \Phi = 0$$

Dónde “K” es la matriz de rigidez, “M” la matriz diagonal de masas, “ Ω^2 ” es la matriz diagonal de autovalores y “ Φ ” es la matriz de autovectores correspondiente (modos de forma).

Análisis con Vectores Ritz

Análisis que trata de buscar los modos que son excitados por una carga en particular. Los vectores Ritz pueden proporcionar una mejor base que los autovectores para un análisis de espectro respuesta o de tiempo historia que se basan en superposición modal. Por lo que se opta por este tipo de análisis y se explica más extensamente su metodología a continuación.

La razón de que los vectores Ritz produzcan excelentes resultados es que se generan teniendo en cuenta la distribución espacial de la carga dinámica, mientras que el uso directo de las formas de los modos naturales de vibración omite esta información tan importante.

Además, el algoritmo de los vectores Ritz incluye automáticamente las ventajas de las técnicas numéricas de condensación estática, la reducción de Guyan y la corrección estática de modos.

La distribución espacial del “vector de carga” dinámica sirve como un vector de carga de partida para iniciar el procedimiento. El primer vector Ritz es el vector de desplazamiento estático correspondiente al vector de carga de partida.

Los vectores restantes se generan a partir de una relación de recurrencia en el que la matriz de masa se multiplica por el vector Ritz obtenido previamente y se utiliza como el vector de carga para la siguiente solución estática. Cada solución estática se llama “ciclo de generación”.

Cuando la carga dinámica se compone de varias distribuciones espaciales independientes, cada uno de éstos puede servir como un vector de carga de partida para generar un conjunto de vectores Ritz.

Cada ciclo de generación crea vectores Ritz, ya que son vectores de carga de partida. Si un vector Ritz generado es redundante o no excita algún grado de libertad en masa, se descarta y el vector de carga de partida correspondiente se elimina de todos los ciclos de generación siguientes.

Las técnicas de auto-solución estándar se utilizan para ortogonalizar el conjunto de Vectores Ritz generados, dando lugar a un conjunto final de los modos de los Vectores Ritz. Cada modo de Vector Ritz consiste en una forma del modo y la frecuencia. El conjunto completo de modos de Vectores Ritz puede ser utilizado como base para representar el desplazamiento dinámico de la estructura.

Cuando se ha encontrado un número suficiente de modos de Vectores Ritz, algunos de ellos pueden parecerse bastante en formas y frecuencias con los modos naturales. Pero en general, los modos de Vectores Ritz no representan las características intrínsecas de la estructura de la misma manera que lo hacen los modos naturales. Los modos de Vectores Ritz están sesgados a partir de vectores de carga.

Se puede especificar el número de modos que se quiere para el análisis, los vectores de carga de partida que se va a utilizar y el número de ciclos de generación. Estos parámetros se definen en la ventana correspondiente del SAP2000.

Por lo tanto, al definir el análisis modal, se especifica con “Vectores Ritz” y para el resto de parámetros (Fig.35):

El número de modos se deja por defecto los 12 que aparece en las opciones (más adelante cuando se realice el análisis se verá cuales son los modos realmente significativos de la estructura), el número de ciclos también se dejará por defecto los que muestra el programa y por último el vector de carga, tanto para un análisis posterior de espectro respuesta como de tiempo historia por superposición modal, se recomienda definir un modelo de carga de aceleración en las coordenadas globales.

Cargas de aceleración:

Además de los modelos de carga que se definen, el programa calcula automáticamente tres cargas de aceleración que actúan sobre la estructura, debido a las aceleraciones de traslación unitarias en cada una de las direcciones globales y de las tres aceleraciones rotacionales unitarias alrededor de los ejes globales en el origen global. Las cargas de aceleración se pueden aplicar en un caso de carga al igual que los modelos de carga.

Las cargas de aceleración están determinadas por el principio de d'Alembert, y se denominan: m_{ux} , m_{uy} , m_{uz} , m_{rx} , m_{ry} y m_{rz} . Estas cargas se utilizan para la aplicación de aceleraciones en espectro respuesta (sólo la traslación) y análisis de tiempo historia, y pueden ser utilizados como puntos de partida para el análisis de los vectores de carga en la opción de Vectores Ritz.

Estas cargas se calculan para cada articulación y elemento y se suman sobre toda la estructura, transformándose al sistema de coordenadas global. Las cargas de aceleración de traslación para todos los elementos excepto para el Asolid son la misma en cada dirección y son iguales a la negativa de la masa del elemento. La aceleración rotacional se diferencia generalmente para cada eje.

Las cargas de aceleración se pueden transformar a cualquier sistema de coordenadas. En un sistema fijo (global o alternativo) de coordenadas, las cargas de aceleración de traslación a lo largo del eje X, Y y Z positivos, son denominadas UX, UY y UZ, respectivamente; las cargas de aceleración de rotación alrededor de los ejes X, Y, y Z son igualmente denominadas RX, RY y RZ.

En un sistema local de coordenadas definido para un análisis de espectro respuesta o de tiempo historia, se indican las cargas de aceleración a lo largo de los locales 1, 2, y 3 ejes positivos U1, U2, U3, R1, R2, y R3, respectivamente. Aceleraciones rotacionales se aplicarán sobre el origen del sistema de coordenadas especificado con la aceleración en el caso de carga. Cada carga de aceleración aplicada en un caso de carga dada puede utilizar un sistema de coordenadas diferente.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Modal [Design...]

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case []

 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- Eigen Vectors
- Ritz Vectors

Number of Modes:

- Maximum Number of Modes: 12
- Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dynamic Participation Ratios (%)
Accel	UX	0	99,
Accel	UY	0	99,
Accel	UZ	0	99,

[Add] [Modify] [Delete] [OK] [Cancel]

Fig. 34. Análisis Modal.

4.1.3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL. RESULTADOS

El análisis de espectro respuesta es un tipo estadístico de análisis para la determinación de la respuesta probable de una estructura a la carga sísmica. Las ecuaciones de equilibrio dinámicas asociadas con la respuesta de una estructura al movimiento del suelo están dadas por:

$$K \cdot u(t) + C \cdot \dot{u}(t) + M \cdot \ddot{u}(t) = m_x \cdot \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \cdot \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \cdot \ddot{u}_{gz}(t)$$

Dónde “K” es la matriz de rigidez; “C” es la matriz de amortiguamiento proporcional; “M” es la matriz de masa diagonal; ” u , \dot{u} y \ddot{u} “ son los desplazamientos, velocidades y aceleraciones relativas con respecto al suelo; “ m_x , m_y y m_z “ son las cargas de aceleración unitarias; y por último “ \ddot{u}_{gx} , \ddot{u}_{gy} , y \ddot{u}_{gz} “ son las componentes de aceleración del suelo uniforme.

Ya que el espectro elástico según la NCSE-02, es un espectro normalizado para aceleraciones horizontales (apartado 4.1.1), en SAP2000 se definen dos análisis espectrales en las dos direcciones principales de la estructura X e Y, por lo que se tienen que definir dos nuevos casos de carga (MOD-ESP-X y MOD-ESP-Y).

Al introducir el nuevo caso de carga existen diferentes opciones en las cuales hay que especificar:

- “Load Case Type” > “Response Spectrum
- “Modal Combination” > SRSS (combinación de los efectos de los modos según raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, según recomienda la NCSE-02 en el apartado 3.6.2.4.)
- “Modal Load Case” > Modal (para indicarle al programa que parta de los modos obtenidos en el análisis modal)
- “Loads Applied”:
 - “Load Name” > U1 (coincide con el eje global X)
 - “Function” > Espectro Respuesta (creado antes)
 - “Scale Factor” > Número resultado de multiplicar dos factores que se detallan a continuación y se muestra la ventana con todos los parámetros mencionados (Fig. 35).

Cálculo del Factor de escala

$$Scale\ factor = a_c \cdot \beta \quad \text{dónde} \quad a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

$$\beta = v/\mu$$

a_c = Aceleración de cálculo, que se calcula a partir del apartado 2.2. de la NCSE-02. Dónde “ a_b ” es la aceleración sísmica básica (anejo 1 de la norma), para Granada capital $a_b = 0,23g$. “S” es el coeficiente de amplificación del terreno que se calcula a través de:

$$0,1g \leq \rho \cdot a_b \leq 0,4g \rightarrow S = C/1,250 + 3,33 \cdot (\rho \cdot a_b/g - 0,1) \cdot (1 - C/1,25)$$

ρ = coeficiente adimensional del riesgo, que para este caso es igual a 1, “C” es el coeficiente del suelo que como se comentó en apartados anteriores es de 1,6. Por lo que se tienen todos los valores necesarios, obteniéndose la aceleración de cálculo:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1,159 \cdot 1 \cdot 0,23g = 0,267g$$

β = Coeficiente de respuesta, tabla 3.1 de la NCSE-02, dónde para un $\mu=2$ (coeficiente de ductilidad) y estructura diáfana de hormigón armado, se obtiene directamente el valor del coeficiente de respuesta, $\beta = 0,55$.

$$\text{Gravedad } g = 9,80665 \text{ m/s}^2 = 9806,65 \text{ mm/s}^2$$

$$\text{Por lo tanto: } \text{Scale factor} = a_c \cdot \beta = 0,267g \cdot 0,55 = 1440$$

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: MOD-ESP-X [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 GMC f1: 1.0
 GMC f2: 0.0
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- Absolute

 Scale Factor: []

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Espectro Re	1440,
Accel	U1	Espectro Respu	1440,

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: None [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fig. 35. Análisis Modal Espectral en X.

Para el análisis espectral en “Y” se realiza del mismo modo, únicamente especificando en “Load Name” > U2. Se obtienen los siguientes resultados para ambos análisis espectrales y para las mismas fuerzas resultantes especificadas en el análisis desarrollado en el capítulo anterior.

En la Fig. 36, se muestran los resultados del análisis espectral en X (a la izquierda) y del análisis espectral en Y (a la derecha) en cuanto a las fuerzas resultantes F_{11} , F_{22} y F_{12} (de arriba abajo) es decir, en cuanto a los axiles y al cortante.

Al ver los resultados obtenidos, los valores de las diferentes fuerzas y momentos resultantes son, en comparación con lo que se esperaba, muy similares (algo aumentados) a los obtenidos con el análisis “DEAD”, es decir, teniendo en cuenta únicamente su peso propio.

Esto se debe al período natural de la estructura, si se tiene en cuenta el del primer modo de vibración y más significativo es de, $T = 0,03587\text{seg}$, por lo que mirando el espectro definido según NCSE-02, se encuentra en un valor de $\alpha(T) \approx 1$ y los valores resultantes un poco aumentados es por el factor de escala introducido.

Es por ello que en las imágenes mostradas Fig.36 y Fig. 37, no se aprecian los valores obtenidos ya que esto no aporta ninguna información de validez en cuanto al análisis realizado pero si es de interés la distribuciones de los colores y tener conocimiento de las zonas que van a sufrir más si se sometiese a un sismo.

Existe una intensificación de la fuerza/momento resultante que está soportando la estructura, según cambio en los colores, de izquierda a derecha. Puede comprobarse que tanto en una dirección principal como en la otra, las zonas que más sufren son las que se van acercando hacia las patas de la estructura.

En la Fig. 37, se muestran los resultados del mismo modo, pero en esta ocasión son los momentos resultantes, los flectores M_{11} , M_{22} y el torsor M_{12} .

Sin embargo en cuanto a los flectores y torsor que está soportando la estructura cuando se le somete a un sismo, es de una forma generalizada, es decir, es toda la estructura la que está sufriendo dobleces debido a las aceleraciones traslacionales y a la propia configuración de la estructura, a sus curvaturas. Esto puede verse sobre todo en los resultados obtenidos en ambas direcciones principales en M_{11} .

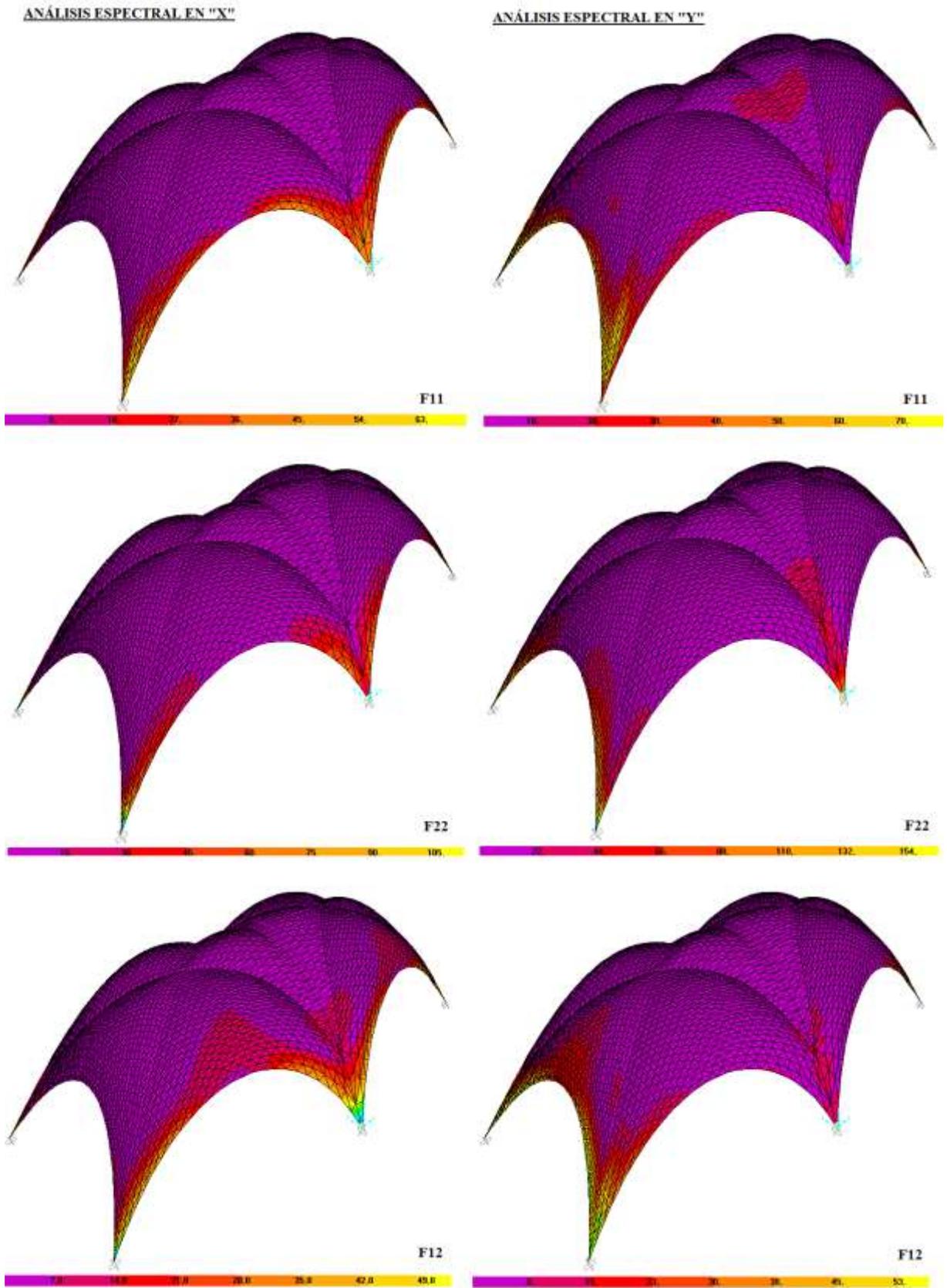


Fig. 36. Resultados del Análisis Modal Espectral en X e Y, de los axiles F_{11} , F_{22} y el cortante F_{12} .

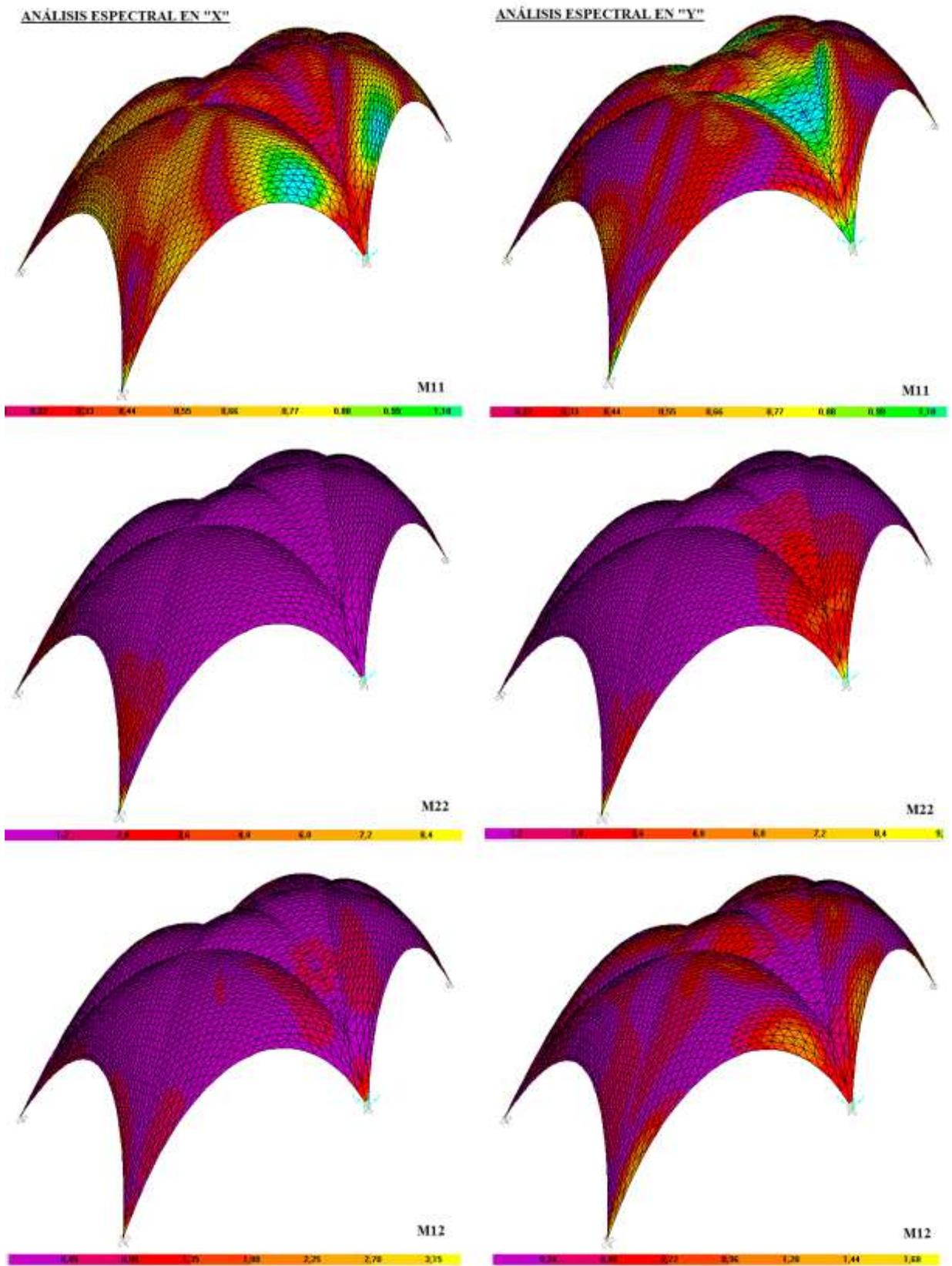


Fig. 37. Resultados del Análisis Modal Espectral en X e Y, de los flectores M_{11} , M_{22} y el torsor M_{12} .

4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE SISMO REAL. COMPARATIVA.

En este apartado, se analiza la estructura del mismo modo que se ha analizado bajo el espectro de respuesta normalizado que muestra la NCSE-02 pero con un espectro de respuesta de un terremoto real.

El terremoto a aplicar es el sucedido el 11 de mayo del 2011 en Lorca, municipio de la provincia de Murcia (ubicación en Fig. 38).

Los acelerogramas del terremoto principal de Lorca, de Magnitud 5.2, son representados mediante el software “DEGTRA” en la Fig. 39. Registrado en la estación en roca en Lorca a 4.5 km del epicentro. El muestro es de 200 muestras por segundos y las unidades son de cm/s^2 (datos necesarios para leer los acelerogramas en el programa mencionado).



Fig. 38. Ubicación del municipio de Lorca.

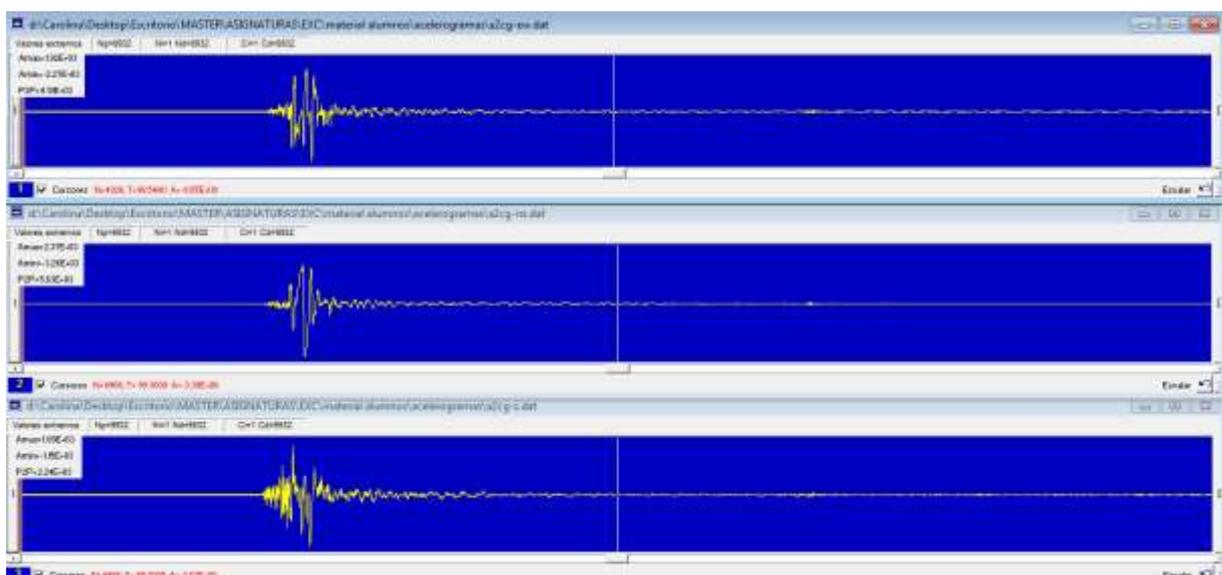


Fig. 39. Acelerogramas del terremoto de Lorca.

Se aplica un factor de escala de 10, para tener los acelerogramas en unidades de aceleración de mm/s^2 (unidades usadas en SAP2000), resultando unas aceleraciones picos según coordenada de:

- Acelerograma horizontal “ew”, este-oeste, $A_{\text{max}} = 1920 \text{ mm/s}^2$
- Acelerograma horizontal “ns”, norte-sur, $A_{\text{max}} = 2370 \text{ mm/s}^2$
- Acelerograma vertical “z”, $A_{\text{max}} = 1090 \text{ mm/s}^2$

Se calculan los espectros de respuesta correspondientes a cada acelerograma en “DEGTRA” Fig. 40, ya que es el espectro de respuesta lo que debe definirse en SAP2000 para realizar el análisis.

Según la Fig. 41 obtenida de “AUTOCAD” (inicio del estudio de este TFM), el acelerograma horizontal “ew” corresponde con la coordenada global “X”, el acelerograma horizontal “ns” corresponde con la “Y” y el acelerograma vertical “z”, con la coordenada global “Z” de la estructura.

Se tiene en cuenta las combinaciones en los espectros horizontales según se especifica en la NCSE-02, en el apartado 3.4. Para el análisis en “X”, se tendrá en cuenta el 100% del espectro en esta dirección más el 30% del espectro en “Y” y para el análisis en “Y” se tendrá en cuenta el 100% del espectro en “Y” más el 30% del espectro en “X”.

Por lo que teniendo esto en cuenta, se pasan los datos a SAP2000 para proceder con el análisis modal espectral. “DEFINE > FUNCTION > RESPONSE SPECTRUM > FROM FILE > ADD”. En la Fig. 42, puede verse la gráfica con el espectro definido, en este caso es el espectro de respuesta del acelerograma correspondiente con la coordenada global “Y”.

Para continuar, en la Fig. 43, se observa la ventana de definición del análisis, en el que en este caso para el análisis en “Y” se debe marcar “U2” en “LOAD NAME” y para “LOAD TYPE” se marca “Accel”,

Para tener en cuenta las combinaciones nombradas anteriormente, se deben definir en SAP2000, marcando “DEFINE > LOAD COMBINATIONS” como se especifica en la Fig. 44, en el caso de las combinaciones de carga necesarias para el análisis en “Y”.

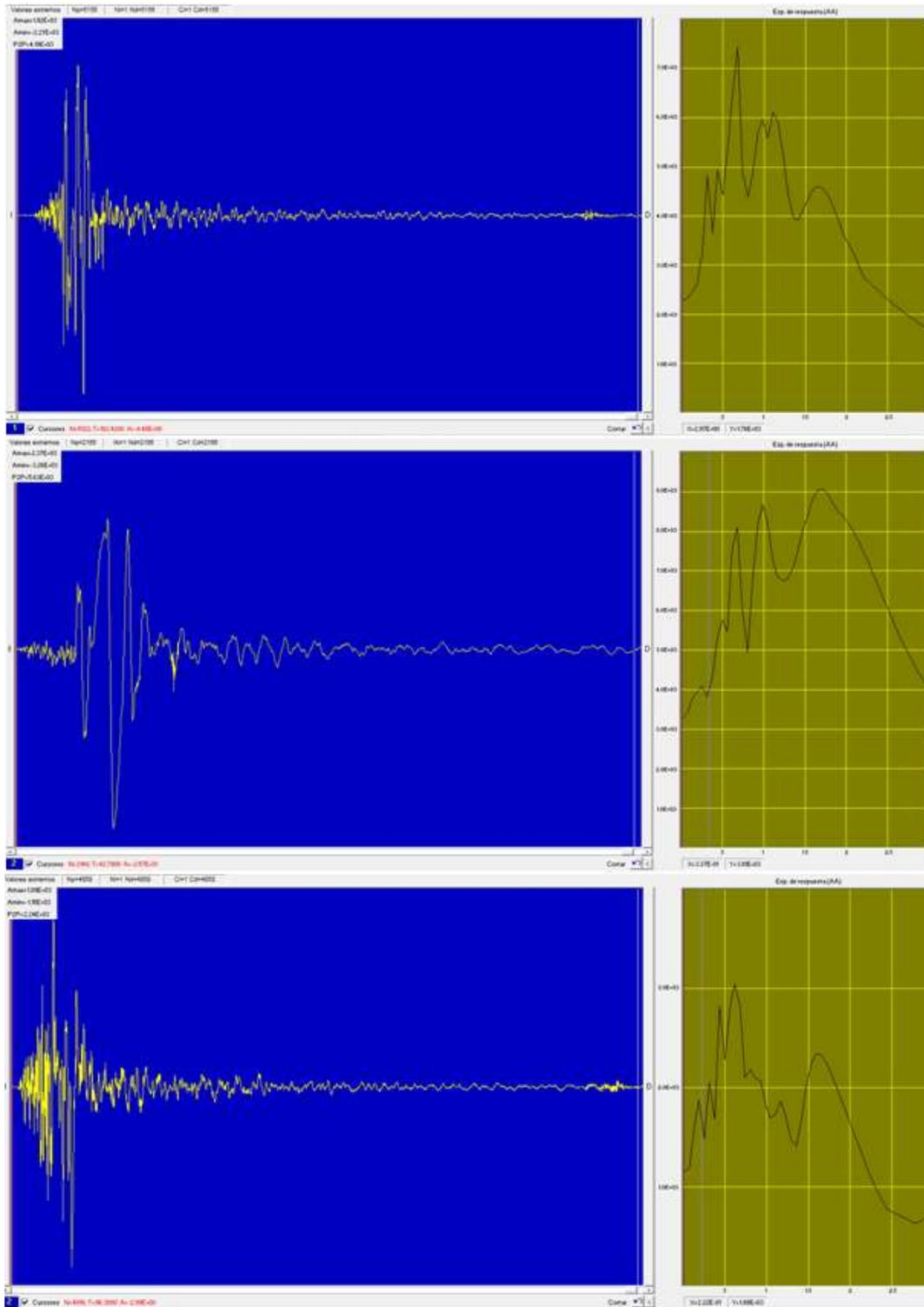


Fig. 40. Acelerograma y espectros de respuesta.

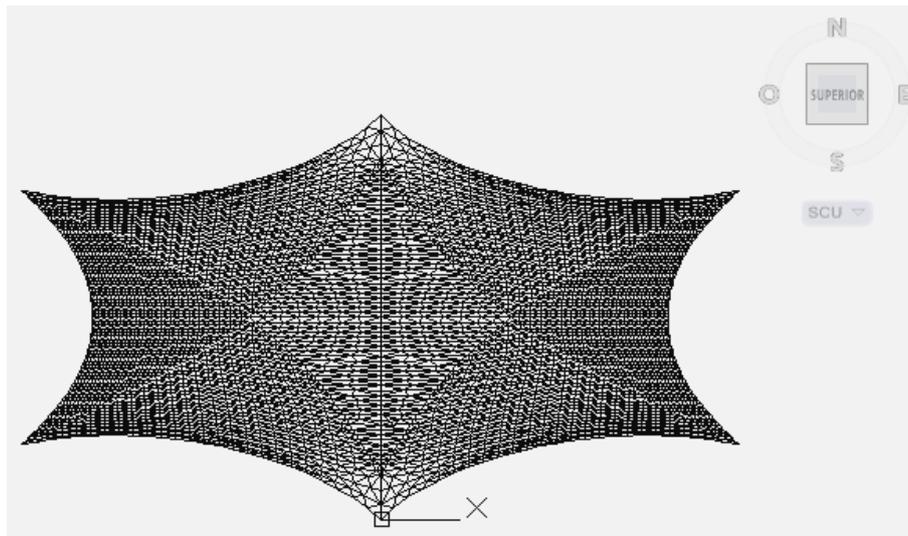


Fig. 41. Estructura en AutoCAD. Coordenadas.

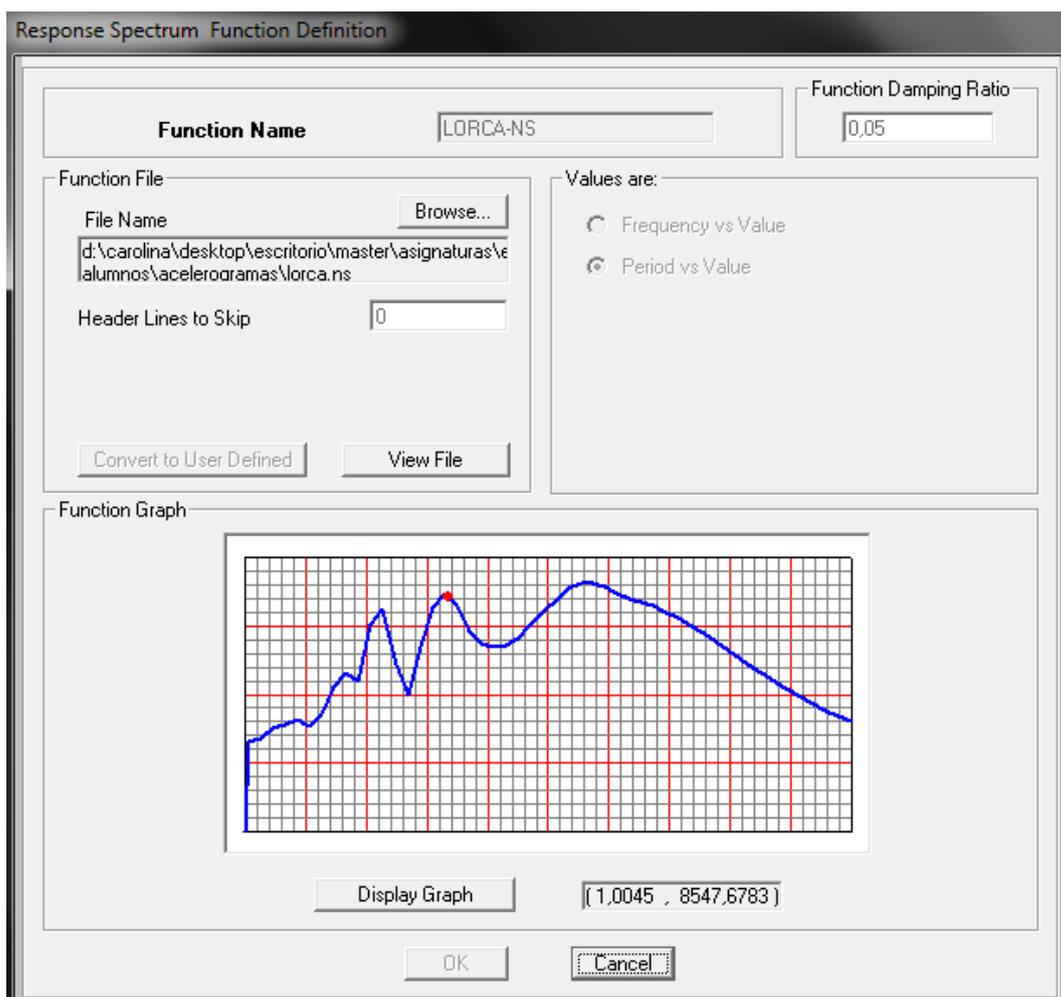


Fig. 42. Espectro de Respuesta en "Y" definido en SAP2000.

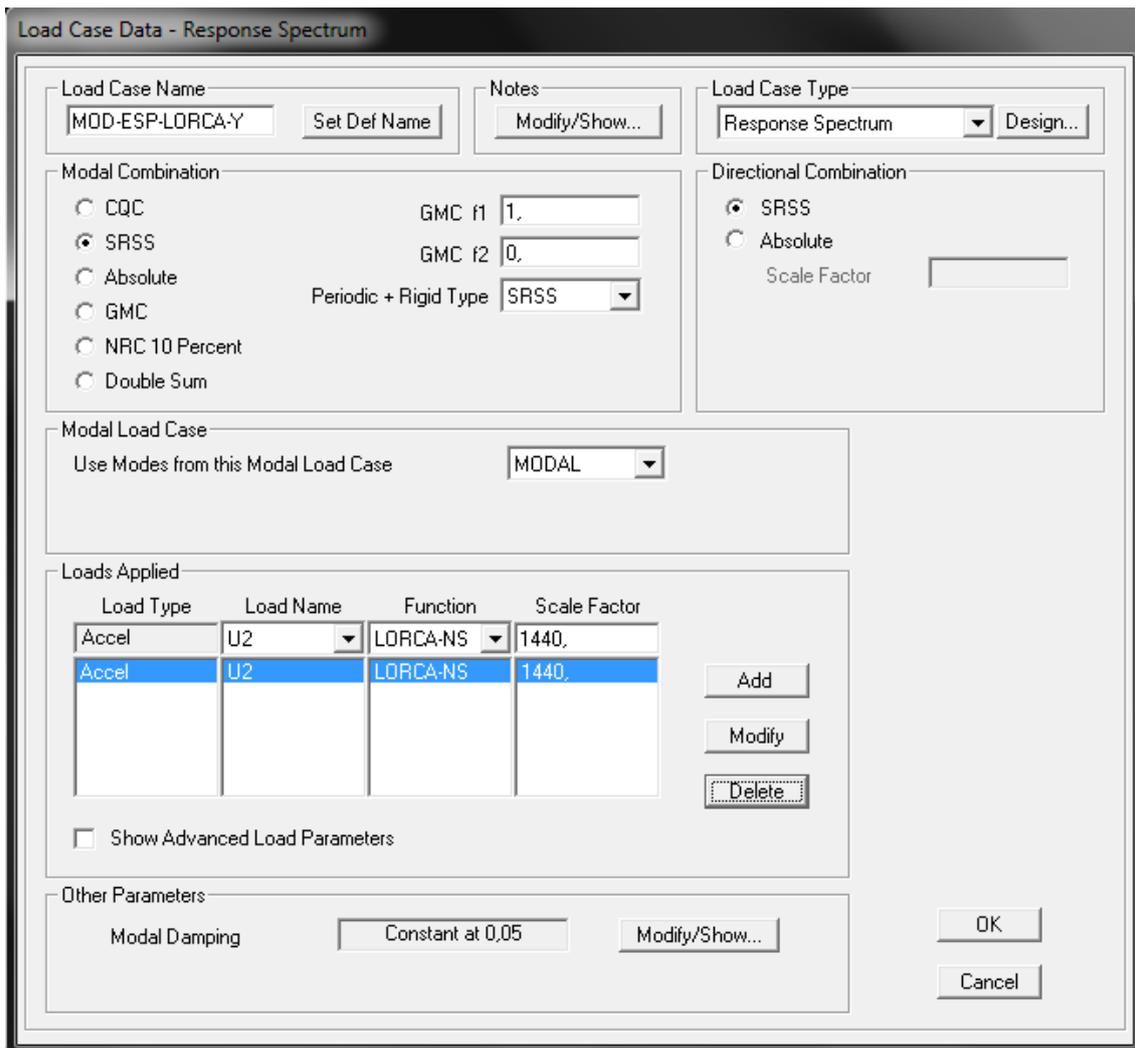


Fig. 43. Análisis Modal Espectral en "Y".

Se realiza el análisis y se comprueba que los resultados obtenidos para cada una de las fuerzas y momento resultantes son proporcionales a los resultados obtenidos en el análisis modal espectral con el espectro de respuesta normalizado de la NCSE-02, desarrollado en el apartado anterior (Fig. 36 y Fig. 37).

Se procede a realizar una comparativa de los resultados obtenidos en el capítulo anterior, dónde la estructura se calculó únicamente bajo su peso propio, quedando demostrado que está totalmente en equilibrio, verificando la línea de investigación base de este TFM.

Se compara con los resultados obtenidos al someter a la estructura al terremoto sucedido en Lorca hace dos años de magnitud 5.2. Para comenzar, se muestran las imágenes de Sap2000 con los resultados de las deformadas y las fuerzas y momentos resultantes para cada eje local del elemento lámina "1, 2, 3", y para cada análisis realizado en cada coordenada global "X, Y, Z".

Como en todo momento, las unidades son “N, mm, C”. Resultados en la coordenada global “X”: fuerzas resultantes Fig.45, momentos resultantes Fig. 46; Resultados en la coordenada global “Y”: fuerzas resultantes Fig.47, momentos resultantes Fig. 48; Resultados en la coordenada global “Z”: fuerzas resultantes Fig.49, momentos resultantes Fig. 50. Deformada de las tres coordenadas en Fig. 51. Todos estos resultados, más la deformada, con sus valores máximos están representados en la tabla de la Fig. 52.

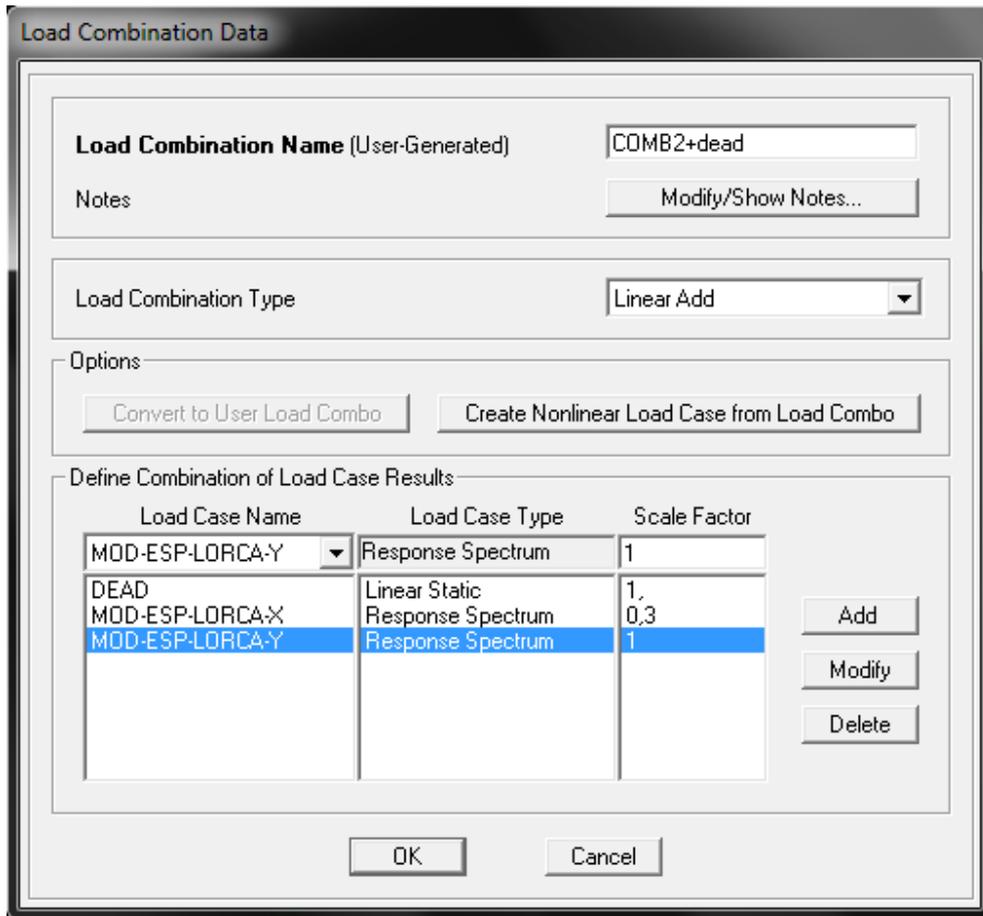
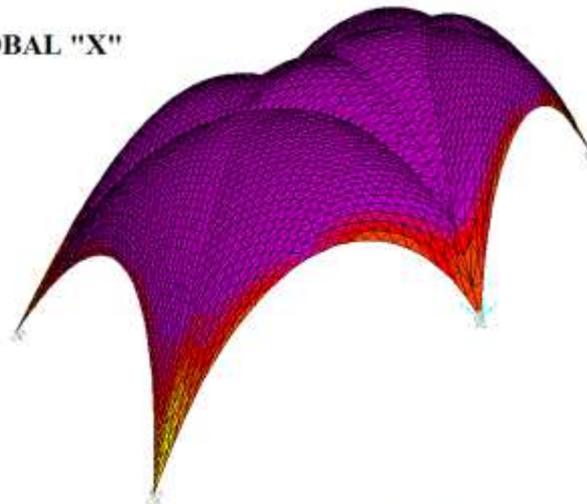


Fig. 44. Análisis Modal Espectral en “Y”. Combinaciones de Cargas.

COORDENADA GLOBAL "X"

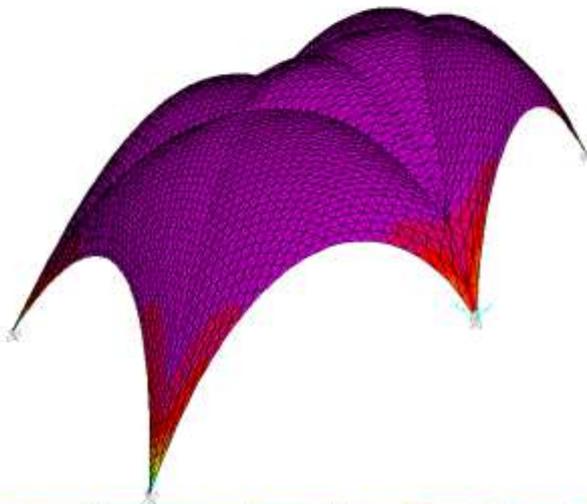
F11



MIN = 912.244
MÁX = 520021.6



F22

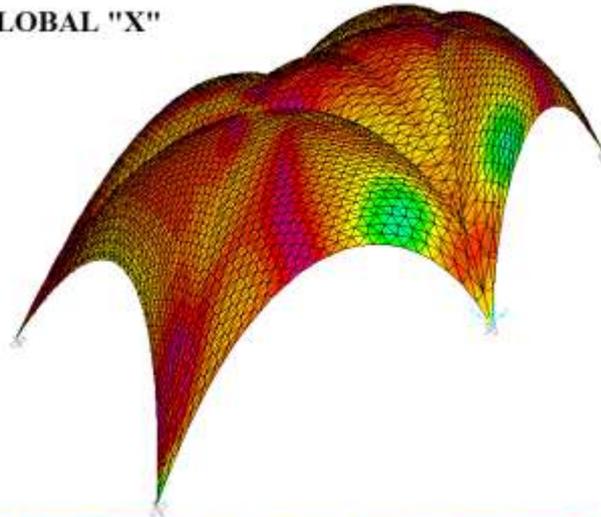


MIN = 1103.175
MÁX = 1024431.4



COORDENADA GLOBAL "X"

M11



MIN = 64826.649
MAX = 6214720



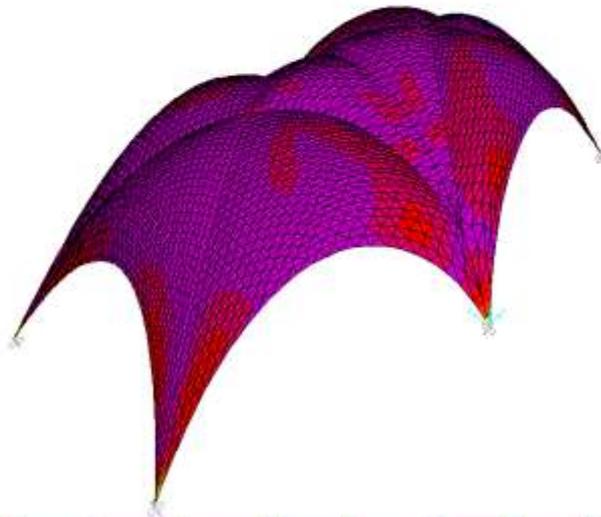
M22



MIN = 63073.705
MAX = 67490887



M12



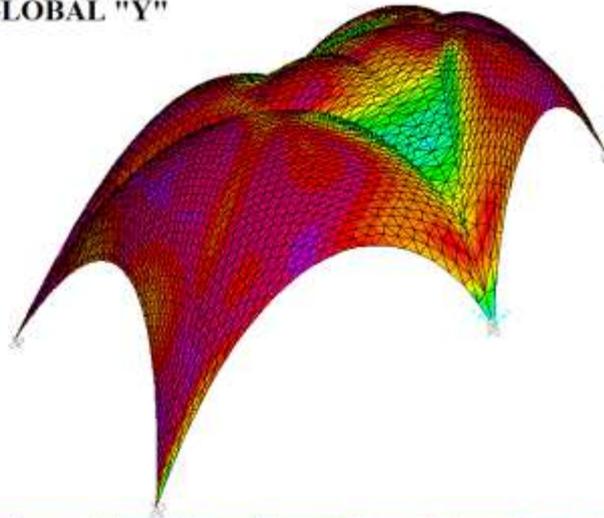
MIN = 67173.514
MAX = 22023264



Fig. 46. Resultados. Momentos resultantes en X.

COORDENADA GLOBAL "Y"

M11



MIN = 67772.714
MAX = 9795708



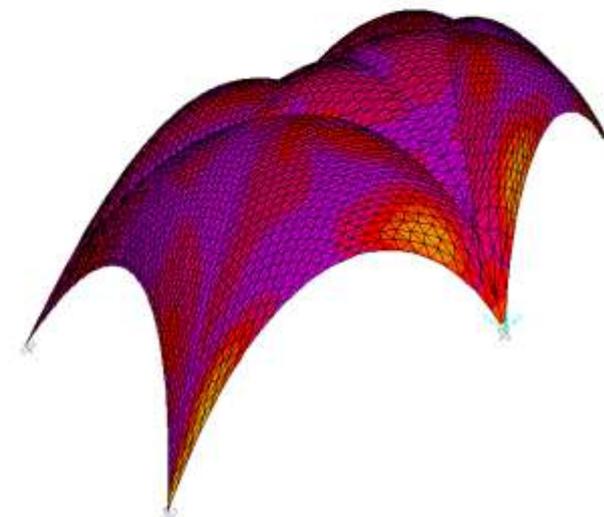
M22



MIN = 84033.14
MAX = 86443797



M12



MIN = 66347.495
MAX = 17940203



Fig. 48. Resultados. Momentos resultantes en Y.

COORDENADA GLOBAL "Z"

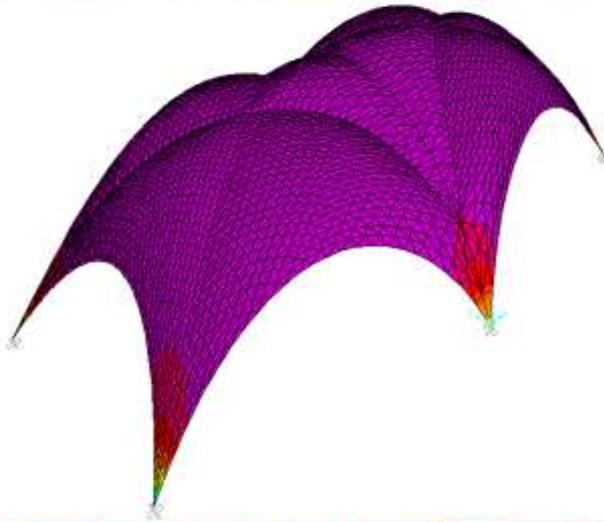
F11



MIN = 181.754
MAX = 79276.64



F22



MIN = 177.125
MAX = 349612.1



F12



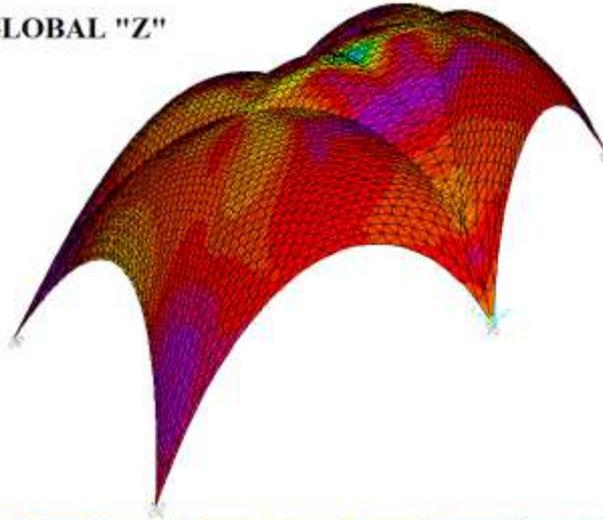
MIN = 25.236
MAX = 122076.8



Fig. 49. Resultados. Fuerzas resultantes en Z.

COORDENADA GLOBAL "Z"

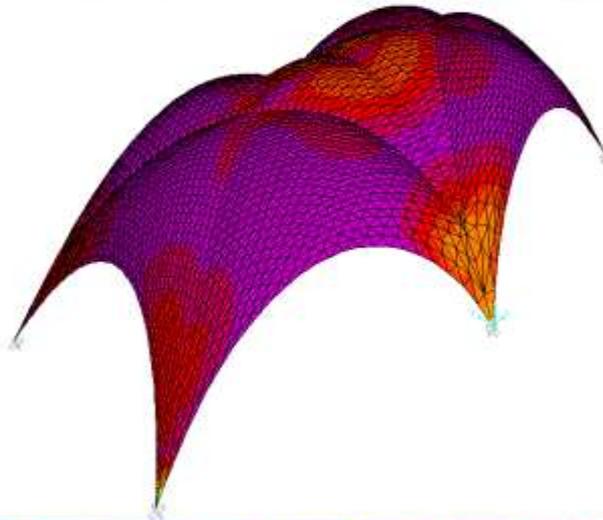
M11



MIN = 10089.596
MAX = 1901651.7



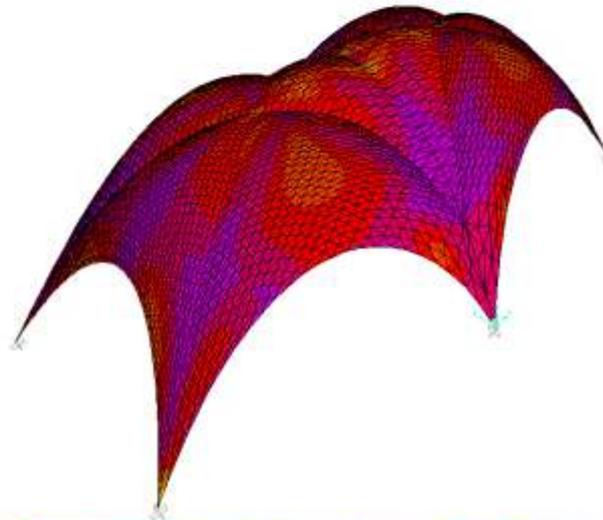
M22



MIN = 14633.617
MAX = 4892095



M12

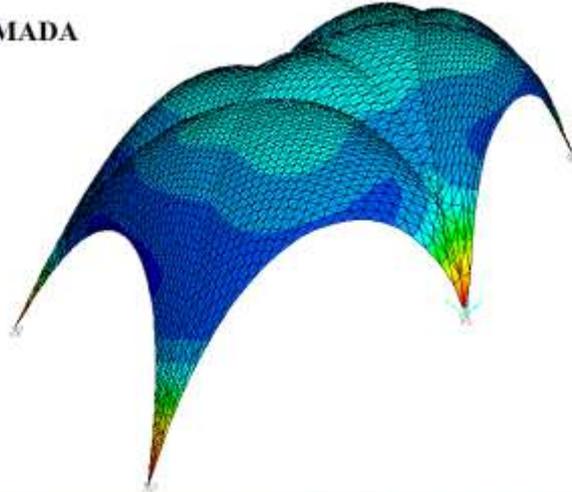


MIN = 2896.92
MAX = 1734223.5

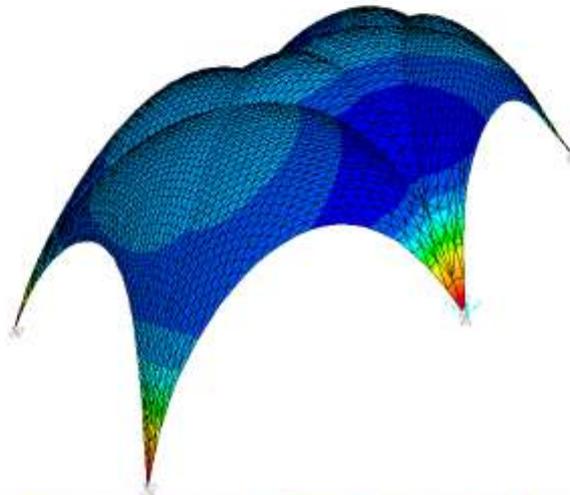


DEFORMADA

X



Y



Z

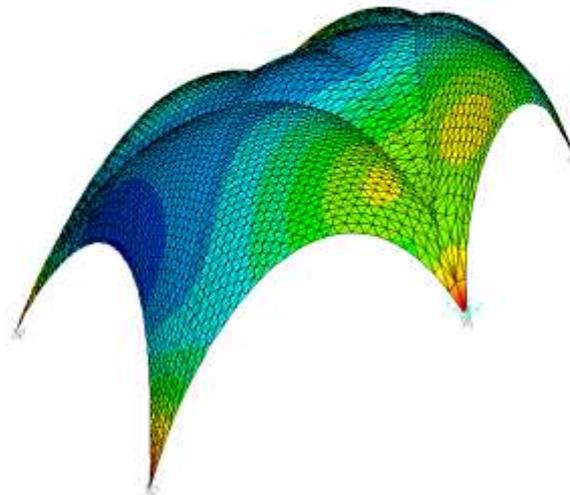


Fig. 51. Resultados. Deformada en X, Y, Z.

ANÁLISIS SISMO LORCA			
	X	Y	Z
DEF. (mm)	127,854	222,263	15,543
F11 (N)	520.022	620.088	79.277
M11 (N·mm)	6.214.720	9.795.708	1.901.652
F22 (N)	1.024.431	1.424.649	349.612
M22 (N·mm)	67.490.887	86.443.797	4.892.095
F12 (N)	376.045	431.586	122.077
M12 (N·mm)	22.023.264	17.940.203	1.734.224

Fig. 52. Resultados del análisis.

RESULTADOS. COMENTARIOS.

Fig. 51, Resultados de la deformada:

La deformación máxima obtenida en cada análisis (para cada coordenada global) se da justo en esa dirección, ya que es donde el sismo tiene su valor más elevado y actúa al 100%, valores de 100 mm en la coordenada “X”, 200 mm en la “Y” y unos 15 mm en la “Z”, estos valores pueden encontrarse en las zonas azul oscuro que se observa en las imágenes. Disminuyendo ésta al acercarse a las patas por el empotramiento en los apoyos.

En comparación con la deformada obtenida para el análisis del peso propio (DEAD) que se tiene una deformación nula, estos resultados de deformada, es de “magnitudes resultantes” (opción de SAP2000), por lo que para cada dirección principal tendrá su valor de deformada, evidentemente ésta va ser siempre superior en la dirección en la que se esté realizando el análisis como se ha comentado anteriormente.

Fig. 45, Fig. 47, Fig. 49, Resultados de las fuerzas resultantes de las tres coordenadas:

Se tiene una fuerza resultante casi constante por toda la estructura, incrementándose la intensidad cuando se acerca a las patas de la estructura. Los valores son muy diferentes según que coordenada se está especificando, éstos varían de entre 25 N (como valor mínimo de cortante para “Z”) hasta unos 1400 kN de valor máximo para axil en eje local 2 en análisis en “Y”.

En comparación con una fuerza nula en el análisis del peso propio, dónde también se ven algunos incrementos en estas zonas, obteniendo un valor máximo de 0.173 kN.

Fig. 46, Fig. 48, Fig. 50, Resultados de los momentos resultantes de las tres coordenadas:

El flujo de valores/colores resultantes es totalmente nulo para el momento resultante en el análisis para peso propio como refleja las imágenes (capítulo anterior), si es cierto que alcanza algún valor al acercarse al fin de las patas (por eso no es visible en la imagen) pero éste es de 1.22 kN·mm como máximo, el cual queda absorbido en la cimentación.

Sin embargo, en cuanto al análisis para sismo, la estructura queda totalmente flectada y torsionada por todas partes y en todas direcciones, sufriendo un mínimo de 120 kN·mm (en este caso en el torsor en “Z”) y alcanzando un valor máximo de 86443 kN·mm en el flector en “Y”.

Las zonas más afectadas tanto para “Z” como para “Y” es la zona central (eje de simetría) y para “X” puede verse en la imagen como zona más dañada el cambio de curvatura frontal que va de pata a pata.

Se puede comentar cada una de las imágenes y ver detenidamente dónde sufre más la estructura en cada uno de los análisis realizados y en cada una de las coordenadas globales, aquí se ha hecho un resumen de ello y la pregunta siguiente es:

¿Resiste la estructura dichos valores?

5. COMPROBACIÓN ESTRUCTURA RESISTENTE.

Tras el desarrollo de varios análisis y la comprensión y comparación de sus valores resultantes, se comprueba si la estructura resistirá a dichos resultados o se debe rediseñar para que soporte el sismo al que ha sido sometido.

Esta comprobación se realiza a través de un diagrama de interacción, del cual se profundiza en el siguiente apartado.

5.1. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN.

Los diagramas de interacción se utilizan para modelar los aspectos dinámicos de un sistema. Son modelos que describen la manera en que colaboran grupos de objetos para cierto comportamiento. Se deben usar si se quiere analizar el comportamiento de un grupo de objetos en un mismo caso de uso.

Es por ello que, el comportamiento de secciones específicas de hormigón armado se describe más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal.

Cualquier combinación de carga axial y de momento flector nominales, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas Fig. 53.

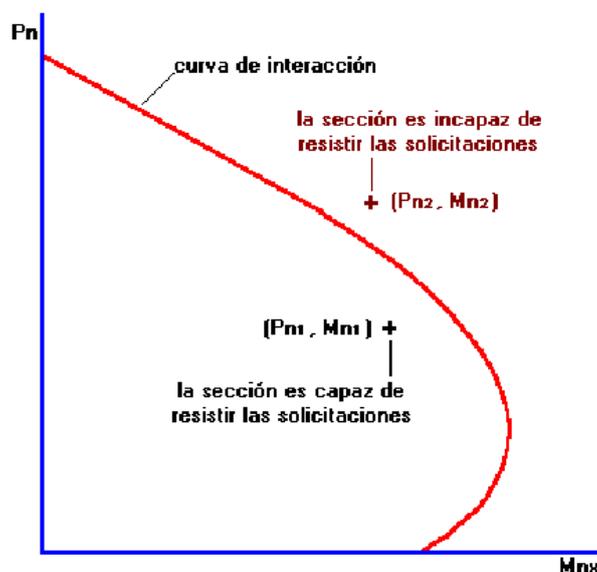


Fig. 53. Curva de interacción.

Es importante observar que la presencia de pequeñas cargas axiales de compresión (parte inferior de la curva de interacción), teóricamente puede tener un efecto beneficioso sobre el momento flector resistente.

Este comportamiento poco usual se debe a que el hormigón, sometido a esfuerzos de tracción por la flexión, se fisura en gran medida, y la presencia de cargas axiales de compresión pequeñas permite disminuir la sección transversal fisurada y aumentar la sección efectiva de trabajo del material.

La presencia de grandes cargas axiales (parte superior de la curva de interacción), por otro lado, disminuye considerablemente la capacidad resistente a la flexión de las columnas.

Para la elaboración de las curvas de interacción nominales, para una sección dada, se utiliza el siguiente procedimiento:

- Se definen diferentes posiciones del eje neutro
- Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias en cada fibra de la pieza, tomando como base una deformación máxima en el hormigón $\varepsilon_u = 0.003$
- En función de las deformaciones en el acero y en el hormigón se determinan los diagramas de esfuerzos en el hormigón y la magnitud de los esfuerzos en el acero, y
- Se calculan los momentos flectores centroidales y cargas axiales internos que, por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externos solicitantes

Se calcula la curva de interacción de cargas nominales y momentos flectores nominales respecto al eje centroidal x de la figura Fig. 54, que corresponde con la sección de la estructura puesta en estudio, tomando ejes neutros paralelos a dicho eje, si la resistencia a la rotura del hormigón es $F_{ck} = 30\text{MPa}$ y el esfuerzo de fluencia del acero es $F_{yk} = 400\text{MPa}$.

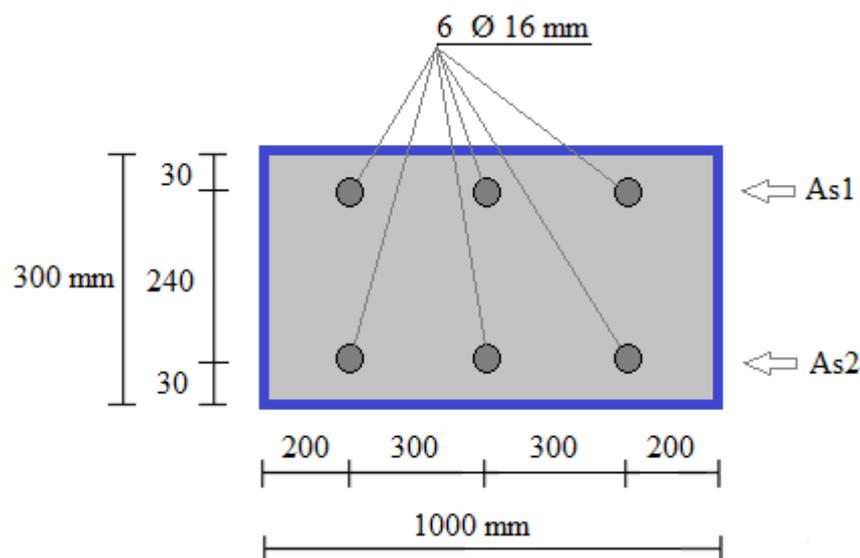


Fig. 54. Sección de la Estructura.

$$A_{s1} = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}^2$$

La deformación unitaria que provoca fluencia en el acero es:

$$\varepsilon_y = \frac{F_{yk}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0.002$$

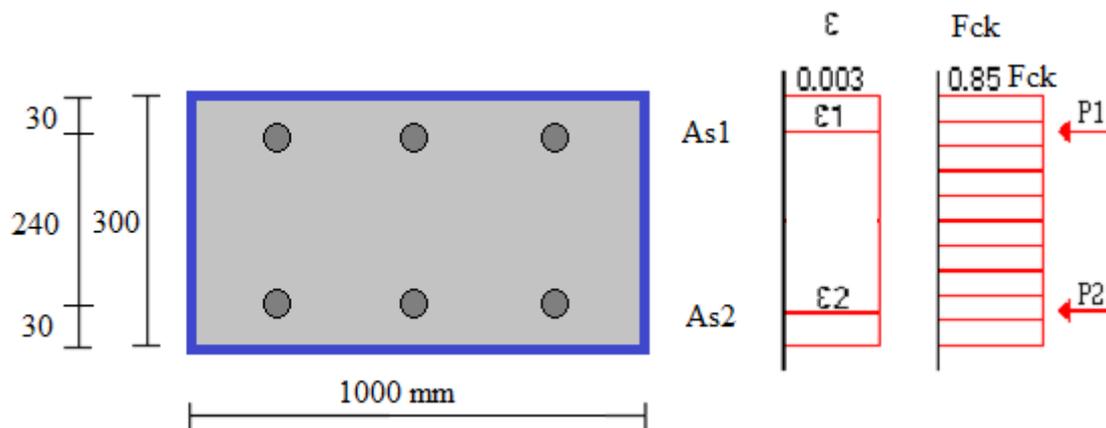
Cualquier deformación unitaria en el acero que esté por debajo de la deformación de fluencia ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$) define esfuerzos en el acero que se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$F_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

Cualquier deformación unitaria en el acero que supere la deformación de fluencia ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$) determinará un esfuerzo en el acero igual al esfuerzo de fluencia:

$$F_s = F_{yk}$$

Punto 1 del Diagrama de Interacción: Se supone que todas las fibras tienen una deformación unitaria igual a la máxima deformación permitida en el hormigón $\varepsilon_u = 0.003$, lo que es equivalente a que el eje neutro se encuentre en el infinito.



Cálculo de las deformaciones unitarias:

$$\varepsilon_1 = 0.003 > 0.002$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 > 0.002$$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$F_{s1} = F_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = F_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón:

$$C_c = 0.85 f_{ck} \cdot b \cdot h = (0.85 \cdot 30 \text{ MPa}) (1000 \text{ mm}) (300 \text{ mm}) = 7650000 \text{ N}$$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

$$P_1 = A_{s1} \cdot F_{s1} = (600 \text{ mm}^2) (400 \text{ MPa}) = 240000 \text{ N}$$

$$P_2 = A_{s2} \cdot F_{s2} = (600 \text{ mm}^2) (400 \text{ MPa}) = 240000 \text{ N}$$

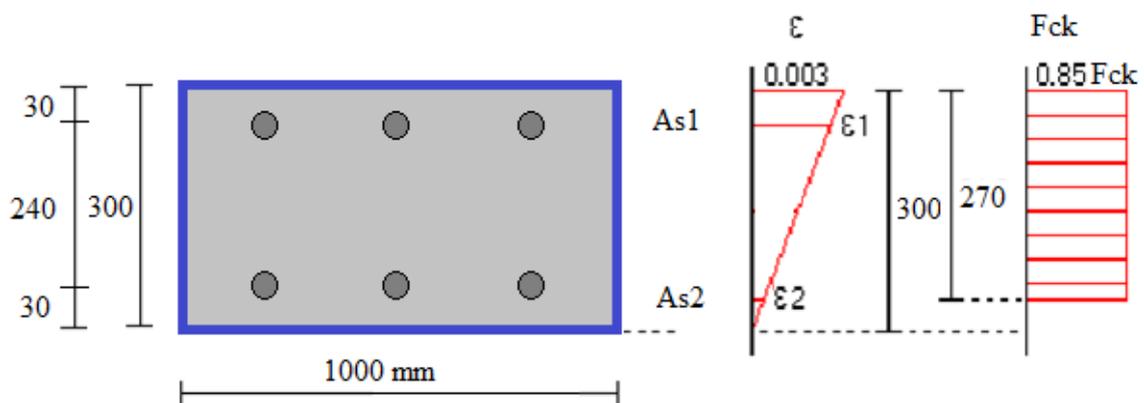
Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P_1 + P_2 = 7650000 \text{ N} + 240000 \text{ N} + 240000 \text{ N} = \mathbf{8130000 \text{ N}}$$

Cálculo del momento flector nominal con respecto al eje centroidal **x**:

$$M_n = C_c \cdot 0 + P_1 \cdot 120 \text{ mm} - P_2 \cdot 120 \text{ mm} = \mathbf{0 \text{ N} \cdot \text{mm}}$$

Punto 2 del Diagrama de Interacción: El eje neutro es paralelo al eje **x**, y coincide con el borde inferior de la sección transversal. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón $\epsilon_u = 0.003$.



Cálculo de deformaciones unitarias:

$$\epsilon_1 = 0.003 \frac{270}{300} = 0.0027 > 0.002$$

$$\epsilon_2 = 0.003 \frac{30}{300} = 0.0003 < 0.002$$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$F_{s1} = F_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = E_s \cdot \epsilon_2 = (200000 \text{ Mpa}) (0.0003) = 60 \text{ MPa}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón:

$$C_c = 0.85 F_{ck} \cdot b \cdot a = (0.85 \cdot 30 \text{ MPa}) (1000 \text{ mm}) (270 \text{ mm}) = 6885000 \text{ N}$$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

$$P_1 = A_{s1} \cdot F_{s1} = (200 \text{ mm}^2) (400 \text{ MPa}) = 80000 \text{ N}$$

$$P_2 = A_{s2} \cdot F_{s2} = (200 \text{ mm}^2) (60 \text{ MPa}) = 12000 \text{ N}$$

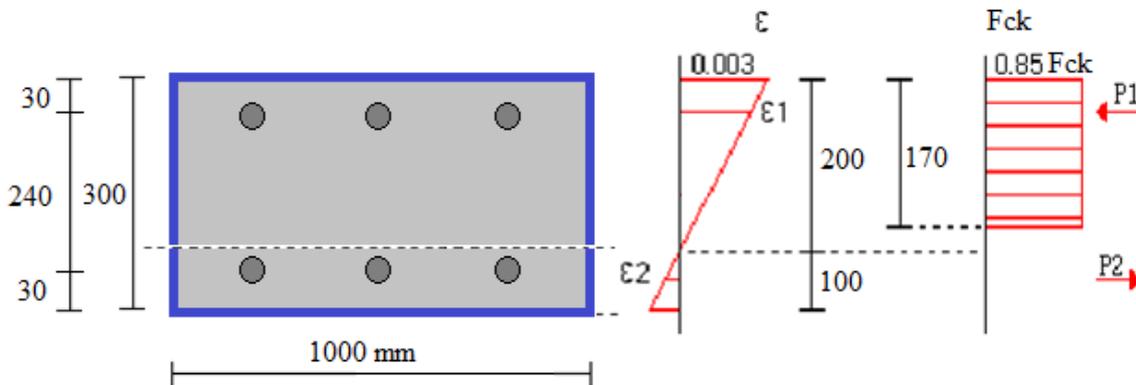
Cálculo de la carga axial nominal:

$$\mathbf{P_n} = C_c + P_1 + P_2 = 6885000 \text{ N} + 80000 \text{ N} + 12000 \text{ N} = \mathbf{6977000 \text{ N}}$$

Cálculo del momento flector nominal con relación al eje centroidal **x**:

$$\mathbf{M_n} = (6885000) (150 - 270/2) + (80000) (120) - (12000) (120) = \mathbf{111435000 \text{ N} \cdot \text{mm}}$$

Punto 3 del Diagrama de Interacción: El eje neutro es paralelo al eje x , y está 100 mm por encima del borde inferior de la sección transversal. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón $\epsilon_u = 0.003$.



Cálculo de deformaciones unitarias:

$$\epsilon_1 = 0.003 \frac{170}{300} = 0.0017 < 0.002$$

$$\epsilon_2 = 0.003 \frac{70}{300} = 0.0007 < 0.002$$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$F_{s1} = E_s \cdot \epsilon_1 = (200000 \text{ MPa}) (0.0017) = 340 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = E_s \cdot \epsilon_2 = (200000 \text{ MPa}) (0.0007) = 140 \text{ MPa}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón:

$$C_c = 0.85 F_{ck} \cdot b \cdot a = (0.85 \cdot 30 \text{ MPa}) (1000 \text{ mm}) (170 \text{ mm}) = 4335000 \text{ N}$$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

$$P_1 = A_{s1} \cdot F_{s1} = (200 \text{ mm}^2) (340 \text{ MPa}) = 68000 \text{ N}$$

$$P_2 = A_{s2} \cdot F_{s2} = (200 \text{ mm}^2) (140 \text{ MPa}) = 28000 \text{ N}$$

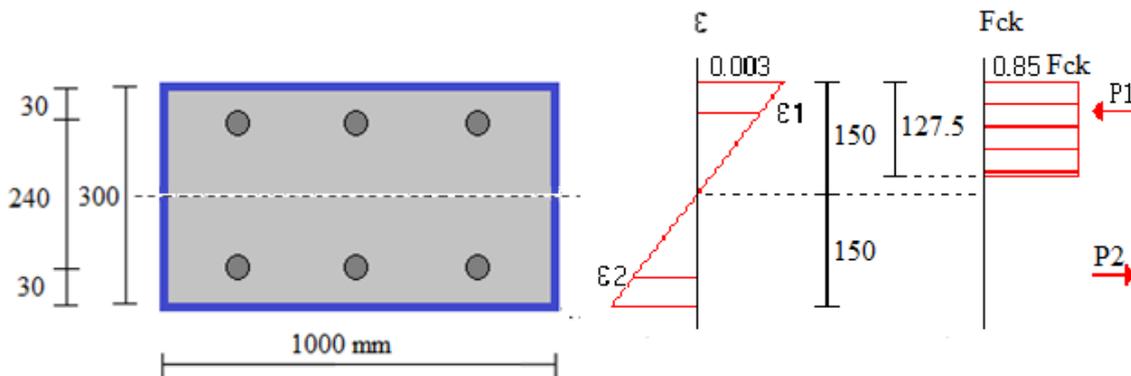
Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P_1 - P_2 = 4335000 \text{ N} + 68000 \text{ N} - 28000 \text{ N} = \mathbf{4375000 \text{ N}}$$

Cálculo del momento flector nominal con relación al eje centroidal x :

$$M_n = (4335000) (150 - 170/2) + (68000) (170) + (28000) (70) = \mathbf{295295000 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

Punto 4 del Diagrama de Interacción: El eje neutro es paralelo al eje x , y está 20 cm por encima del borde inferior de la sección transversal. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón $\epsilon_u = 0.003$.



Cálculo de deformaciones unitarias:

$$\epsilon_1 = 0.003 \frac{120}{300} = 0.0012 < 0.002$$

$$\epsilon_2 = 0.003 \frac{120}{300} = 0.0012 < 0.002$$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$F_{s1} = E_s \cdot \epsilon_1 = (200000 \text{ MPa}) (0.0012) = 240 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = E_s \cdot \epsilon_2 = (200000 \text{ MPa}) (0.0012) = 240 \text{ MPa}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón:

$$C_c = 0.85 F_{ck} \cdot b \cdot a = (0.85 \cdot 30 \text{ MPa}) (1000 \text{ mm}) (127.5 \text{ mm}) = 3251250 \text{ N}$$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

$$P_1 = A_{s1} \cdot F_{s1} = (200 \text{ mm}^2) (240 \text{ MPa}) = 48000 \text{ N}$$

$$P_2 = A_{s2} \cdot F_{s2} = (200 \text{ mm}^2) (240 \text{ MPa}) = 48000 \text{ N}$$

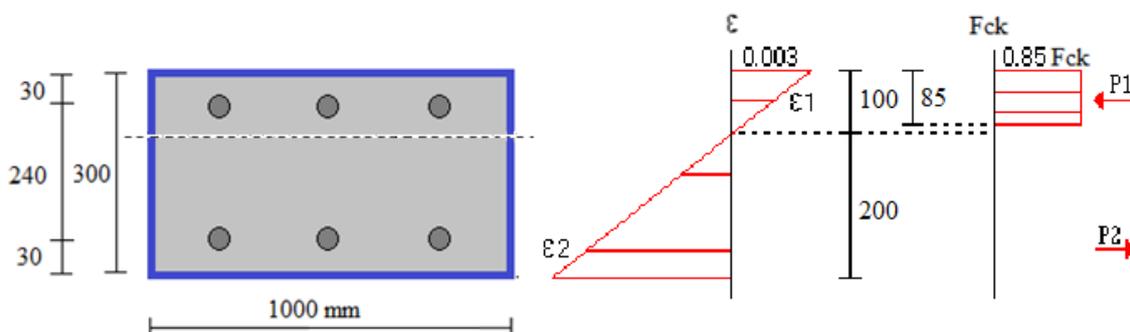
Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P_1 - P_2 = 3251250 \text{ N} + 48000 \text{ N} - 48000 \text{ N} = \mathbf{3251250 \text{ N}}$$

Cálculo del momento flector nominal con relación al eje centroidal **x**:

$$M_n = (3251250) (150 - 127.5/2) + (48000) (120) + (48000) (120) = \mathbf{291940312.5 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

Punto 5 del Diagrama de Interacción: El eje neutro es paralelo al eje **x**, y está 200 mm por encima del borde inferior de la sección transversal. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón $\epsilon_u = 0.003$.



Cálculo de deformaciones unitarias:

$$\epsilon_1 = 0.003 \frac{70}{300} = 0.0007 < 0.002$$

$$\epsilon_2 = 0.003 \frac{170}{300} = 0.0017 < 0.002$$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$F_{s1} = (200000 \text{ MPa}) (0.0007) = 140 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = (200000 \text{ MPa}) (0.0017) = 340 \text{ MPa}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón:

$$C_c = (0.85 \cdot 30 \text{ MPa}) (1000 \text{ mm}) (85 \text{ mm}) = 2167500 \text{ N}$$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

$$P_1 = (200 \text{ mm}^2) (140 \text{ MPa}) = 28000 \text{ N}$$

$$P_2 = (200 \text{ mm}^2) (340 \text{ MPa}) = 68000 \text{ N}$$

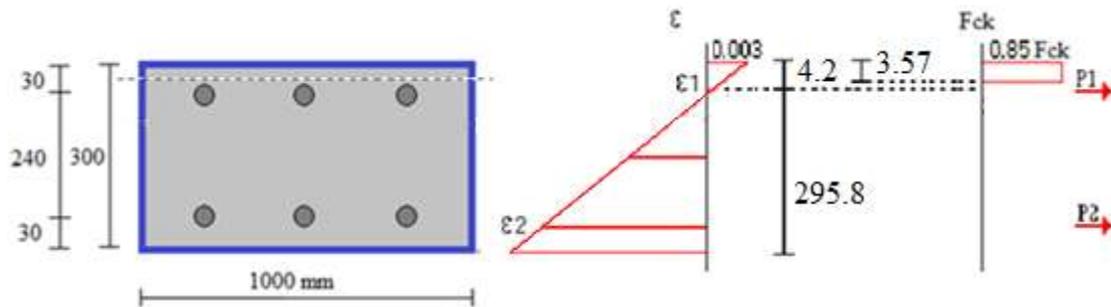
Cálculo de la carga axial nominal:

$$\mathbf{P_n} = C_c + P_1 - P_2 = 2167500 \text{ N} + 28000 \text{ N} - 68000 \text{ N} = \mathbf{2127500 \text{ N}}$$

Cálculo del momento flector nominal con relación al eje centroidal x:

$$\mathbf{M_n} = (2167500) (150 - 85/2) + (28000) (70) + (68000) (170) = \mathbf{246526250 \text{ N}\cdot\text{mm}}$$

Punto 6 del Diagrama de Interacción: El eje neutro se obtiene por tanteo para tener un valor de flector puro en la curva. Paralelo al eje **x**, y está a 296.8 mm por encima del borde inferior de la sección transversal. La deformación unitaria en el borde superior es la máxima admitida en el hormigón $\epsilon_u = 0.003$.



Cálculo de deformaciones unitarias:

$$\epsilon_1 = 0.003 \frac{25.8}{300} = 0.000258 < 0.002$$

$$\epsilon_2 = 0.003 \frac{265.8}{300} = 0.002658 > 0.002$$

Cálculo de esfuerzos en el acero:

$$F_{s1} = (200000 \text{ MPa}) (0.000258) = 51.6 \text{ MPa}$$

$$F_{s2} = F_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

Cálculo de la fuerza de compresión en el hormigón:

$$C_c = (0.85 \cdot 30 \text{ MPa}) (1000 \text{ mm}) (3.57 \text{ mm}) = 91035 \text{ N}$$

Cálculo de las fuerzas de compresión en el acero:

$$P_1 = (200 \text{ mm}^2) (51.6 \text{ MPa}) = 10320 \text{ N}$$

$$P_2 = (200 \text{ mm}^2) (400 \text{ MPa}) = 80000 \text{ N}$$

Cálculo de la carga axial nominal:

$$P_n = C_c + P_1 - P_2 = 91035 \text{ N} - 10320 \text{ N} - 80000 \text{ N} = 715 \text{ N}$$

Cálculo del momento flector nominal con relación al eje centroidal x:

$$M_n = (91035) (150 - 3.57/2) + (10320) (25.8) + (80000) (265.8) = 35023008.53 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Por lo que una vez obtenidos los 6 puntos de la curva manualmente, se realiza una tabla y gráfica en Excel, las cuales están representada en las Fig. 55 y Fig. 56. Hay que tener en cuenta que falta un aspecto adicional que debe ser considerado para transformar la curva de interacción nominal en curvas de interacción para diseño:

El factor de reducción de capacidad “f” que su valor para axil puro es 0.70 y para flexión pura es de 0.90. Las solicitaciones de rotura se calculan con las siguientes expresiones:

$$P_u = f \cdot P_n \quad M_u = f \cdot M_n$$

Se ha realizado manualmente para comparar los datos con una curva calculada a través del software “Mathematica” y para su comprensión y entendimiento. La curva obtenida con “Mathematica” se muestra en la Fig. 57 y puede verse su desarrollo en el Anexo B. Los valores de ordenada y abscisa ya están multiplicados por el correspondiente factor de reducción, por lo que teniendo esto último en cuenta se pueden verificar los cálculos realizados a mano.

Punto	Mn (N·mm)	Pn (N)
1	0	8.130.000
2	111.435.000	6.977.000
3	295.295.000	4.375.000
4	291.940.313	3.251.250
5	246.526.250	2.127.500
6	35.023.009	715

Fig. 55. Tabla con los puntos calculados.

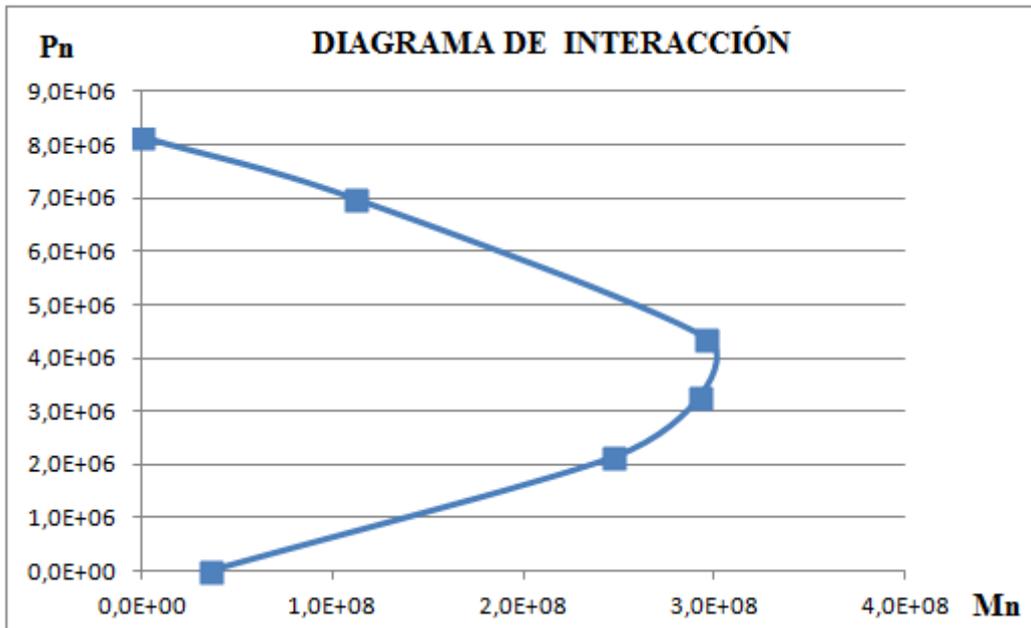


Fig. 56. Diagrama de Interacción calculado manualmente.

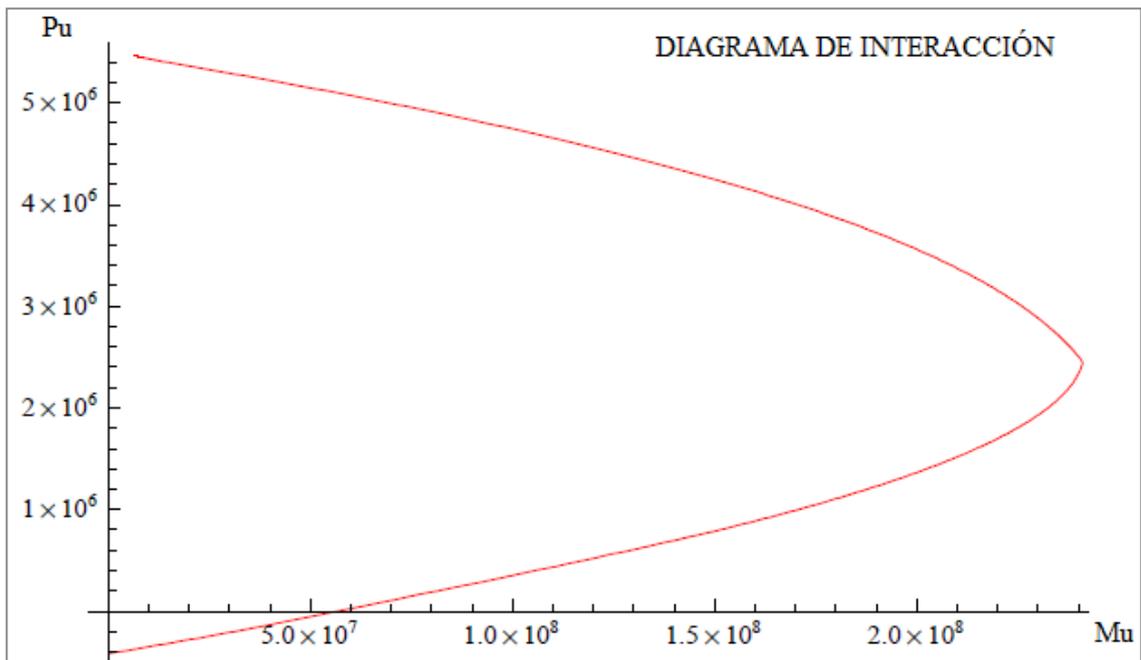


Fig. 57. Diagrama de Interacción calculado con "Mathematica".

5.2. VERIFICACIÓN

Partiendo de la tabla de datos de la Fig. 52, se comprueba si los valores resultantes están dentro de la curva de interacción calculada manualmente. Se han metido todos los resultados en la tabla que se ha realizado en Excel junto con la gráfica para comprobar que no haya ningún valor de los análisis, que no pueda ser soportado por la sección de la estructura.

Para realizar la comprobación correctamente, ya se comentó en el apartado anterior, que la gráfica realizada manualmente está exenta del “factor de reducción”, se aplica este factor de valor 0.7 para los valores de “Pn” y de 0.9 para los valores de “Mn” obteniendo “Pu” y “Mu” respectivamente.

De este modo, se introducen en el gráfico los valores resultantes, la tabla en la Fig. 58 y la Gráfica correspondiente dónde se harán las verificaciones en la Fig. 59, principalmente se quiere comprobar los valores obtenidos para análisis en “Y” en el eje local 2, es decir F22-M22, están dentro de la curva, ya que son los valores más desfavorables a los que está sometida la estructura.

Los resultados tanto para el valor más desfavorable como para todos los flectores y axiles máximos calculados en la estructura en las diferentes coordenadas globales se pueden ver en la Fig. 59 (Gráfico manual). También se comprueba en la gráfica obtenida por “Mathematica” el punto más desfavorable de la estructura Fig. 60.

Se comprueba que en las zonas de máximo valor para flector, es también dónde se han encontrado los valores máximos para axil, en las terminaciones de las patas de los extremos (próximo a los apoyos 1, 3, 4, 6). Sobretudo para los valores de flector máximo en “X” e “Y” en M22, ya que sin la presencia del axil, no están dentro de la curva y la sección elegida no sería adecuada.

Hay zonas a tener en cuenta para estos valores máximos de flectores, como las zonas azules para M11, en los tres análisis de las tres coordenada globales, pero ninguno de estos valores se acercan a los $50 \cdot 10^6$ N·mm, valor de flector máximo obtenido en la curva de interacción.

Punto	Mn (N·mm)	Pn (N)	Mu (N·mm)	Pu (N)
1	0	8.130.000	0	5.691.000
2	111.435.000	6.977.000	100.291.500	4.883.900
3	295.295.000	4.375.000	265.765.500	3.062.500
4	291.940.313	3.251.250	262.746.282	2.275.875
5	246.526.250	2.127.500	221.873.625	1.489.250
6	35.023.009	715	31.520.708	501

Fig. 58. Tabla para comprobación en gráfica manual.

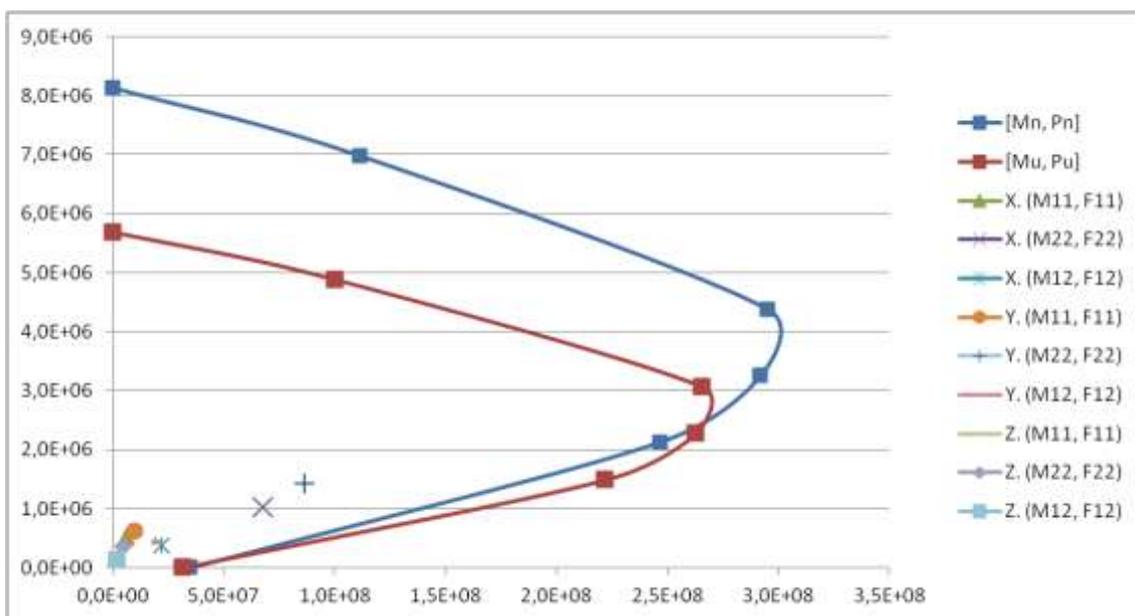


Fig. 59. Gráfica y comprobaciones.

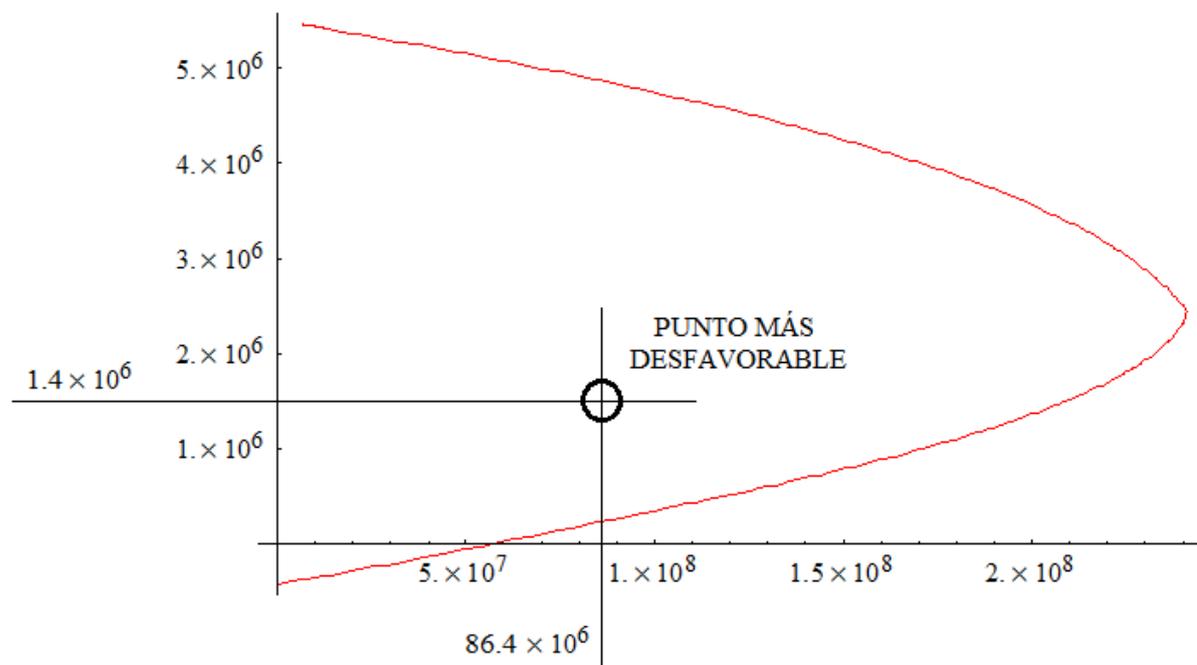


Fig. 60. Gráfica y comprobación.

Hay que hacer una última comprobación, si el acero elegido para la armadura cumple con la cuantía mínima de armado necesario. La normativa española establece unas cuantías geométricas mínimas por el artículo 42.3 de la EHE 08, que para el caso de losas y de acero B400S, este valor es de 2‰.

Para un metro de sección se tiene una cuantía de hormigón de $3 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$ y una cuantía de acero de 1200 mm^2 (2 capas de 3 barras de 200 mm^2 cada una). Resulta un 0.4%, es decir un 4‰ de cuantía de acero en la sección, por lo que cumple también en este aspecto.

5.3. REDISEÑO/OPTIMIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Tras las diferentes comprobaciones de todos los resultados obtenidos para los análisis realizados, puede concluirse que la sección en un principio tomada por “defecto” resulta ser resistente al sismo definido.

Por lo que no se baraja un rediseño de la estructura pero si cabe pensar si esta sección diseñada es óptima. Por lo que se plantean diferentes cambios y se comprueba si sigue siendo resistente.

En primer lugar se calculan, a través de “Mathematica”, diferentes curvas de interacción; en cuanto al hormigón se disminuye de HA-30 a HA-25 y sigue cumpliendo, por lo que dejando este cambio constante, se prueba para diferentes diámetros de armado: Ø12 ($A_s=A_{sp}= 339 \text{ mm}^2$), Ø10 ($A_s=A_{sp}= 235.5 \text{ mm}^2$) y Ø8 ($A_s=A_{sp}= 150.9 \text{ mm}^2$).

Se muestran los resultados en las siguientes gráficas Fig. 61, correspondientes a la resultante de la curva de interacción obtenida con el programa junto con las comprobaciones de los puntos más desfavorables, mostrados en la tabla de la Fig. 62.

Para los cálculos del diagrama de interacción de los tres diámetros propuestos, se verifica que la estructura es resistente a los momentos y fuerzas resultantes especificadas en la tabla de resultados.

Se comprueba si cumple con la normativa en cuanto a cuantía mínima exigida de acero en la sección. Para un metro de sección se tiene una cuantía de hormigón de $3 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$ y una cuantía de acero de:

$$\text{Ø12 } (A_s=A_{sp}= 339 \text{ mm}^2) = 678 \text{ mm}^2 = 2.26 \text{ ‰}$$

$$\text{Ø10 } (A_s=A_{sp}= 235.5 \text{ mm}^2) = 471 \text{ mm}^2 = 1.57 \text{ ‰}$$

$$\text{Ø8 } (A_s=A_{sp}= 150.9 \text{ mm}^2) = 301.8 \text{ mm}^2 = 1 \text{ ‰}$$

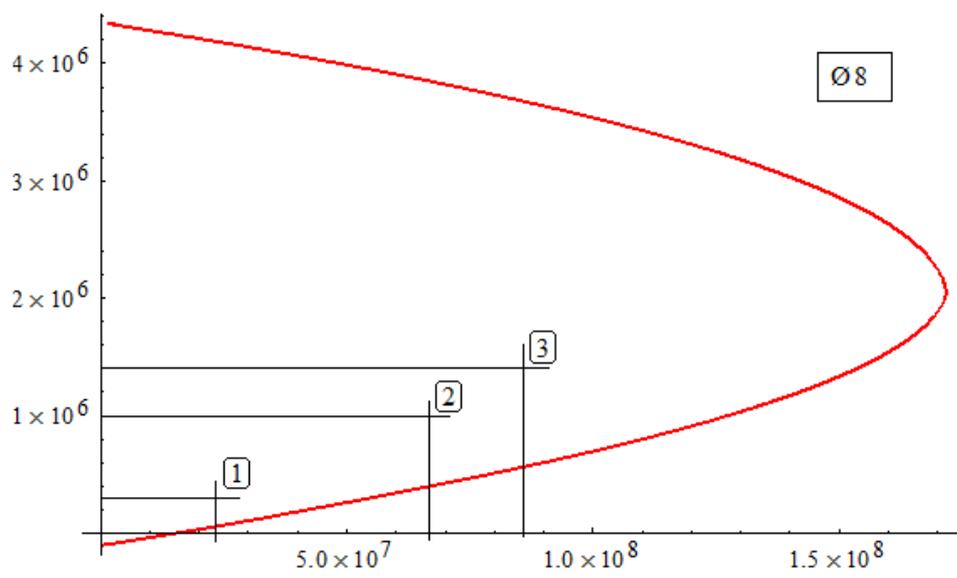
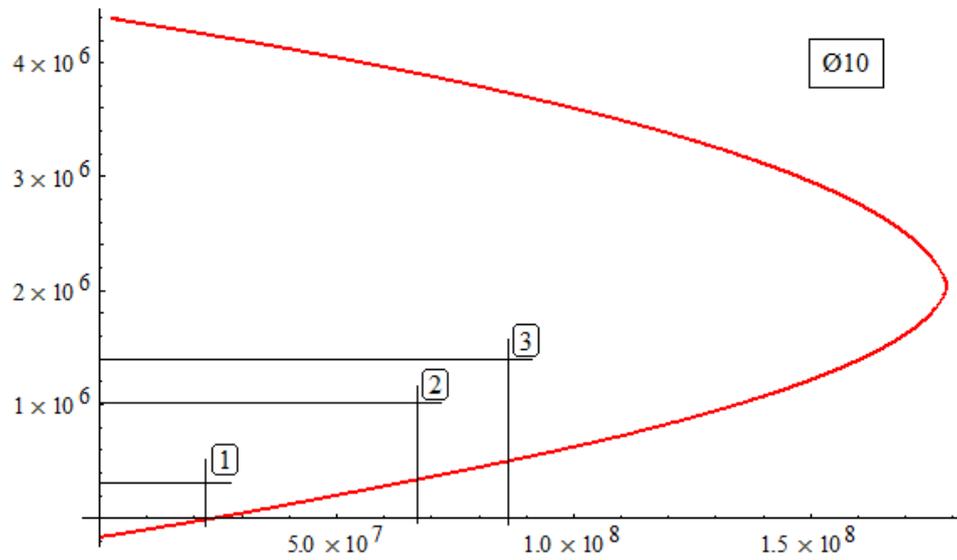
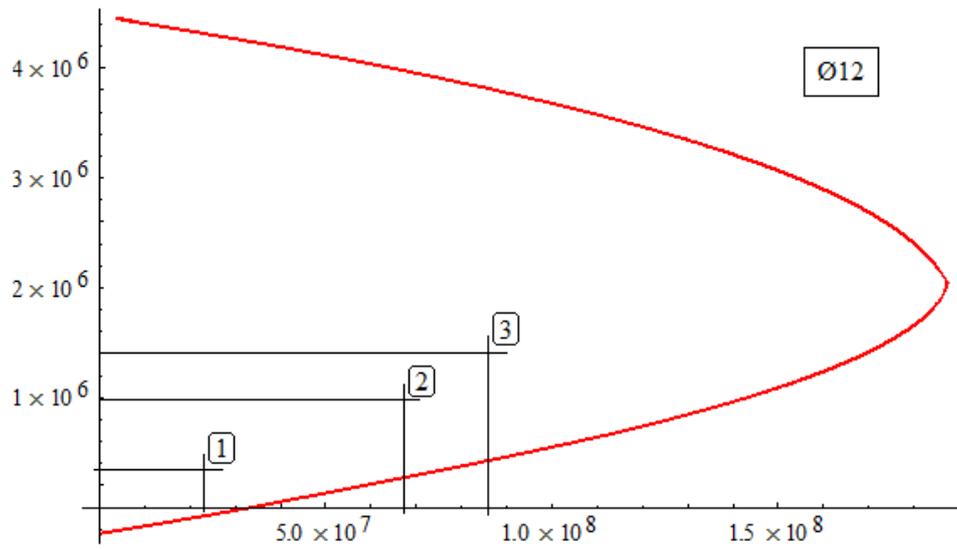


Fig. 61. Diagrama de Interacción y comprobaciones para Ø12, Ø10 y Ø8.

ANÁLISIS SISMO LORCA			
	X	Y	Z
DEF. (mm)	127,854	222,263	15,543
F11 (N)	520.022	620.088	79.277
M11 (N·mm)	6.214.720	9.795.708	1.901.652
F22 (N)	1.024.431	1.424.649	349.612
M22 (N·mm)	67.490.887	86.443.797	4.892.095
F12 (N)	376.045	431.586	122.077
M12 (N·mm)	22.023.264	17.940.203	1.734.224

① → X. M22-F22
 ② → Y. M22-F22
 ③ → X. M12-F12

Fig. 62. Resultados más desfavorables para comprobación.

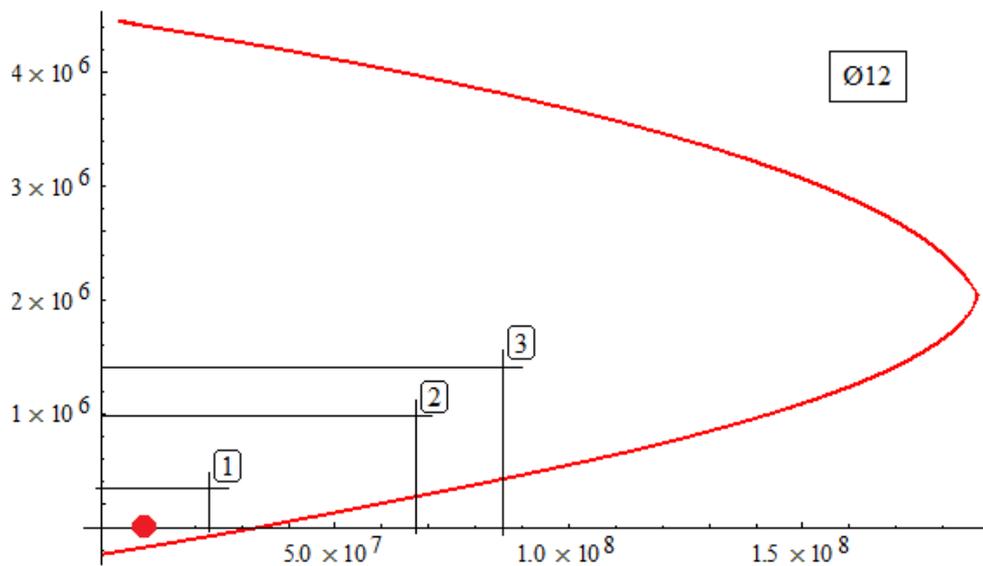


Fig. 63. Comprobación punto desfavorable adicional.

Por lo que se optimiza la estructura cambiando el hormigón de HA-30 a HA-25 y el diámetro del armado de Ø16 a Ø12.

Cabe destacar, como ya se ha comentado anteriormente que hay zonas dónde el flector máximo no es precisamente dónde se da también el axil, esto ocurre en M11 para los tres análisis y como puede verse en la tabla de la Fig. 62 el caso más desfavorable, en este sentido, es M11 en el análisis para coordenada global “X”, $M11 = 9.8 \cdot 10^6$ N·mm, se comprueba este caso para la sección optimizada, marcado con un punto relleno en rojo en la Fig. 63. Cumple la opción optimizada elegida.

5.4. CONCLUSIONES.

Finalmente, puede comprobarse en primer lugar que la estructura sometida únicamente a su peso propio (capítulo 3), está totalmente equilibrada, es decir, se demuestran los conceptos desarrollados a lo largo del apartado 2.2: la aplicación del método de densidades de fuerzas (MDF) y mallado topológico (MT) en el diseño de láminas a compresión, a través del cálculo desarrollado en SAP2000.

En segundo lugar, que ésta puede someterse a diferentes cargas, en este caso se ha elegido un sismo por estar en la ubicación más vulnerable para este fenómeno geológico, el sismo propuesto es bastante reciente y con mucha repercusión social, el sucedido en Lorca (capítulo 4).

Se demuestra que la estructura puesta en estudio, es resistente a dicho fenómeno tras las comprobaciones necesarias de la sección diseñada para tal estructura laminar (capítulo 5).

Una vez concluido este TFM se abre un sinfín de posibilidades de estructuras laminares diseñadas a gusto del diseñador y/o cliente.

Iniciando unas condiciones bases, definidas en la explicación de la línea de investigación (origen de este trabajo), se extrapola a un software de cálculo estructural, en este caso SAP2000 y vía libre a la imaginación.

Estructuras como las de Gaudí o Isler, calculadas de forma muy peculiar pueden ser hoy día diseñadas a través de una metodología muy sencilla y realizando unos cálculos a través de diferentes softwares de los que se pueden disfrutar actualmente.

Y teniendo una información de las diferentes amenazas que pueda sufrir la estructura por la ubicación en la que se elija su construcción, ésta puede diseñarse correctamente bajo la normativa que corresponda, es decir, no existen límites para esta tipología estructural.

6. BIBLIOGRAFÍA

CAPÍTULO 2:

Apartado 2.1

<http://www.foroxerbar.com/viewtopic.php?t=4235>

<http://www.epdlp.com/arquitecto.php?id=48>

http://www.heraldo.es/noticias/suplementos/tercer_milenio/sagrada_familia_templo_geometria.html

<http://www.ctv.es/USERS/ags/colonia.htm>

<http://arquitectamoslocos.blogspot.com.es/2013/07/elegancia-y-eficacia.html>

<http://www.schwartz.arch.ethz.ch/Publikationen/Dokumente/Isler.pdf>

http://mcis2.princeton.edu/swisslegacy/engineers_6.html

<http://structurae.net/persons/data/index.cfm?id=d000017>

<http://ciberestetica.blogspot.com.es/2012/06/alberti-y-la-estetica-del-primer.html>

Apartado 2.2

K. Linkwitz, H.J. Schek, Einige Bemerkung von vorsegepannten Seilnetzkonstruktionen, *Ingenieur-archiv*. 40 (1971) 145-158.

H.J. Schek, The force density method for form finding and computation of general networks, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 3 (1974) 115-134.

R. Jurado-Piña, E. Hernández-Montes, L.M. Gil-Martín, Topological mesh for shell structures, *Applied Mathematical Modelling*. 33(2) (2009) 948-958.

E. Hernández-Montes, R. Jurado-Piña, L.M. Gil-Martín, J.F. Carbonell-Márquez, Symmetry preserving in Topological mapping for tension structures, *Engineering Structures* 52 (2013) 64-68.

Conservación de la simetría en el mallado topológico de estructuras tensadas.TFM. Máster en Estructuras. Curso 2010/2011. Autor: Juan Francisco Carbonell Márquez.

J.F. Carbonell-Márquez, L.M. Gil-Martín, E. Hernández-Montes, R. Jurado-Piña, GAUDI 1.0 – Manual de Usuario, Godel Impresiones Digitales, Granada, 2012. Retrieved from <http://www.ugr.es/~tep190/investigacion/gaudi.html> (last visited 09/25/12)

J.F. Carbonell-Márquez, L.M. Gil-Martín, E. Hernández-Montes, Topological design of compression structures. Pendiente publicación.

CAPÍTULO 3:

<http://www.csiespana.com>

<http://www.yarquitectura.com/construccion-con-bovedas-de-ladrillo-en-barcelona/>

L'impiego del laser scanner nell'analisi del dissesto di una volta in laterizio. PFC. Ingeniería Técnica Industrial, especialidad en Mecánica. Curso 2009/2010. Autora: Carolina Triviño Vázquez.

Manuales de SAP2000:

Chapter V.. SapBasic. Analysis Reference Manual. Computers and Structures Inc. Version 14, April 2009.

Manual de Aplicación del Programa SAP2000 v14. Ing. Eliud Hernández. Computers and Structures. Caribe.

Chapter X. SapRefer. Analysis Reference Manual. Computers and Structures Inc. April 2009.

Curso: Cálculo de Estructuras con el programa Sap2000. Autores: José Lavado Rodríguez y Juan José Granados Romera. Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica. Universidad de Granada.

http://biblioteca.sena.edu.co/exlibris/aleph/u21_1/alephe/www_f_spa/icon/8830/construccion_arcos_bovedas.html

<http://rscbioconstruccion.blogspot.com.es/2012/03/curso-de-construccion-de-cupulas-y.html>

<http://www.youtube.com/watch?v=6nWdOhMFbn4>

CAPÍTULO 4:

Chapter VIII.. SapBasic. Analysis Reference Manual. Computers and Structures Inc. Version 14, April 2009.

Chapter XIX – XXIV. SapRefer. Analysis Reference Manual. Computers and Structures Inc. April 2009.

<http://www.construaprende.com/foros/analisis-dinamico-vs-estatico-vt7498.html>

<http://www.slideshare.net/cryer4/capitulo-18-analisis-modal>

Wilson, el; yuan, mw; dickens, jm. Dynamic analysis by direct superposition of ritz vectors. Earthquake engineering & structural dynamics volumen: 10 número: 6 páginas: 813-821 fecha de publicación: 1982

<http://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>

<http://seismic06g.wordpress.com/2012/11/03/acelerogramas1/>

CAPÍTULO 5:

<http://estructuras.eia.edu.co/hormigonI/COLUMNAS/flexocompresion/flexocompresion.htm>

<http://bowstring-ingenieria.blogspot.com.es/2012/11/cuantias-minimas-en-normativa-espanola.html>

<http://www.construcloud.com/2011/03/07/ehe-2008-disposiciones-relativas-a-las-armaduras-art-42-3/comment-page-1/>

<http://es.slideshare.net/techmi/curso-uml-23-diagramas-de-interaccion>

<http://www.calcup.es/H-Interaccion>

SOFTWARES:

- SAP2000 14
- AUTOCAD 2013
- CYPE 2015
- DEGTRA A4 V5
- MATHEMATICA 9

7. ANEXOS

ANEXO A

CIMENTACIÓN

1.- LISTADO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN.....	2
1.1.- Descripción.....	2
1.2.- Medición.....	2
1.3.- Comprobación.....	2
2.- LISTADO DE VIGAS DE ATADO.....	9
2.1.- Descripción.....	9
2.2.- Medición.....	10
2.3.- Comprobación.....	10



1.- LISTADO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

1.1.- Descripción

Referencias	Geometría	Armado
P1, P5, P6, P7, P8, P9	Zapata cuadrada Ancho: 80.0 cm Canto: 40.0 cm	X: 3Ø12c/28 Y: 3Ø12c/28

1.2.- Medición

Referencias: P1, P5, P6, P7, P8 y P9		B 400 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø6	Ø12	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)		3x0.99	2.97
	Peso (kg)		3x0.88	2.64
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)		3x0.99	2.97
	Peso (kg)		3x0.88	2.64
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x1.06		3.18
	Peso (kg)	3x0.24		0.71
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)		4x0.86	3.44
	Peso (kg)		4x0.76	3.05
Totales	Longitud (m)	3.18	9.38	
	Peso (kg)	0.71	8.33	9.04
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3.50	10.32	
	Peso (kg)	0.78	9.16	9.94

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 400 S, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø6	Ø12	Total	HA-30, Yc=1.5	Limpieza
Referencias: P1, P5, P6, P7, P8 y P9	6x0.78	6x9.16	59.64	6x0.26	6x0.06
Totales	4.68	54.96	59.64	1.54	0.38

1.3.- Comprobación

Referencia: P1		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi:Ø12c/28 Yi:Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 0.0876033 MPa	
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata:		
- En dirección X ⁽¹⁾		No procede
- En dirección Y ⁽¹⁾		No procede
⁽¹⁾ Sin momento de vuelco		
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 4.34 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 4.34 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 196.5 kN/m ²	Cumple



Referencia: P1		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P1:	Mínimo: 16 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.0003	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P5		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 0.0434583 MPa	
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: - En dirección X ⁽¹⁾ - En dirección Y ⁽¹⁾		No procede No procede
⁽¹⁾ Sin momento de vuelco		



Referencia: P5 Dimensiones: 80 x 80 x 40 Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 1.88 kN·m Momento: 1.88 kN·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN Cortante: 0.00 kN	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 85 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P5:	Mínimo: 16 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 (norma EHE-08) - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 (norma EHE-08) - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0001 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 12 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: P6		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 0.0434583 MPa	
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: - En dirección X ⁽¹⁾ - En dirección Y ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Sin momento de vuelco		No procede No procede
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 1.88 kN·m Momento: 1.88 kN·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN Cortante: 0.00 kN	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 85 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P6:	Mínimo: 16 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.0001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 12 cm Calculado: 15 cm	Cumple



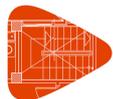
Referencia: P6		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P7		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 0.0876033 MPa	
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata:		
- En dirección X ⁽¹⁾		No procede
- En dirección Y ⁽¹⁾		No procede
⁽¹⁾ Sin momento de vuelco		
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 4.34 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 4.34 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 196.5 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P7:	Mínimo: 16 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.0003	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 28 cm	Cumple



Referencia: P7		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 12 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 15 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P8		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros	Calculado: 0.0434583 MPa	
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Máximo: 0.249959 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: - En dirección X ⁽¹⁾ - En dirección Y ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Sin momento de vuelco		No procede No procede
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 1.88 kN·m Momento: 1.88 kN·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN Cortante: 0.00 kN	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 85 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P8:	Mínimo: 16 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 0.0001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple



Referencia: P8		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 12 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: P9		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: Criterio de CYPE Ingenieros - Tensión media en situaciones persistentes: - Tensión máxima en situaciones persistentes:	Calculado: 0.0434583 MPa Máximo: 0.2 MPa Máximo: 0.249959 MPa	Cumple Cumple
Vuelco de la zapata: - En dirección X ⁽¹⁾ - En dirección Y ⁽¹⁾ ⁽¹⁾ Sin momento de vuelco		No procede No procede
Flexión en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Momento: 1.88 kN·m Momento: 1.88 kN·m	Cumple Cumple
Cortante en la zapata: - En dirección X: - En dirección Y:	Cortante: 0.00 kN Cortante: 0.00 kN	Cumple Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: Criterio de CYPE Ingenieros	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 85 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 25 cm Calculado: 40 cm	Cumple

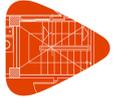


Referencia: P9		
Dimensiones: 80 x 80 x 40		
Armados: Xi: Ø12c/28 Yi: Ø12c/28		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P9;	Mínimo: 16 cm Calculado: 33 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: Artículo 42.3.5 (norma EHE-08) - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: Artículo 42.3.2 (norma EHE-08) - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0001 Calculado: 0.0011 Calculado: 0.0011	Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: Artículo 58.8.2 (norma EHE-08) - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991 - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991 - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq: - Armado inf. dirección Y hacia arriba: - Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 12 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

2.- LISTADO DE VIGAS DE ATADO

2.1.- Descripción

Referencias	Tipo	Geometría	Armado
[P1 - P5], [P1 - P9], [P6 - P7], [P8 - P7]	C.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
[P1 - P7]	C.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
[P5 - P6], [P9 - P8]	C.1	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30



2.2.- Medición

Referencias: [P1 - P5], [P1 - P9], [P6 - P7] y [P8 - P7]		B 400 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x3.88	7.76
	Peso (kg)		2x3.44	6.89
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x3.88	7.76
	Peso (kg)		2x3.44	6.89
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	11x1.41		15.51
	Peso (kg)	11x0.56		6.12
Totales	Longitud (m)	15.51	15.52	19.90
	Peso (kg)	6.12	13.78	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	17.06	17.07	21.89
	Peso (kg)	6.73	15.16	

Referencia: [P1 - P7]		B 400 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x4.30	8.60
	Peso (kg)		2x3.82	7.64
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x4.30	8.60
	Peso (kg)		2x3.82	7.64
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	12x1.41		16.92
	Peso (kg)	12x0.56		6.68
Totales	Longitud (m)	16.92	17.20	21.96
	Peso (kg)	6.68	15.28	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	18.61	18.92	24.16
	Peso (kg)	7.35	16.81	

Referencias: [P5 - P6] y [P9 - P8]		B 400 S, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø8	Ø12	
Armado viga - Armado inferior	Longitud (m)		2x2.80	5.60
	Peso (kg)		2x2.49	4.97
Armado viga - Armado superior	Longitud (m)		2x2.80	5.60
	Peso (kg)		2x2.49	4.97
Armado viga - Estribo	Longitud (m)	7x1.41		9.87
	Peso (kg)	7x0.56		3.89
Totales	Longitud (m)	9.87	11.20	13.83
	Peso (kg)	3.89	9.94	
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	10.86	12.32	15.21
	Peso (kg)	4.28	10.93	

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 400 S, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø8	Ø12	Total	HA-30, Yc=1.5	Limpieza
Referencias: [P1 - P5], [P1 - P9], [P6 - P7] y [P8 - P7]	4x6.73	4x15.16	87.56	4x0.44	4x0.11
Referencia: [P1 - P7]	7.35	16.81	24.16	0.51	0.13
Referencias: [P5 - P6] y [P9 - P8]	2x4.28	2x10.93	30.42	2x0.27	2x0.07
Totales	42.83	99.31	142.14	2.82	0.71

**2.3.- Comprobación**

Referencia: C.1 [P1 - P5] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: C.1 [P1 - P9] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.1 [P1 - P7] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 16 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 16 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: C.1 [P5 - P6] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 8.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 8.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.1 [P6 - P7] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Referencia: C.1 [P8 - P7] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 13.8 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Referencia: C.1 [P9 - P8] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12 -Armadura inferior: 2 Ø12 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para el ancho mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 8.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Recomendación para el canto mínimo de la viga de atado: J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Apartado 3.15 (pag.126).	Mínimo: 8.5 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08)	Mínimo: 2 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: Artículo 69.4.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Mínimo: 2 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: Artículo 44.2.3.4.1 (norma EHE-08)	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: Artículo 42.3.1 (norma EHE-08) - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 28 cm Calculado: 28 cm	Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

ANEXO B

DIAGRAMA INTERACCIÓN ESTRUCTURA INICIAL

In[233]:=

```
fck = 30;
fyk = 400;
b = 1000;
h = 300;
rm = 30;
dp = 30;
As = 600;
Asp = 600;

η = 1;
αcc = 0.85;
λ = 0.8;
fcd = αcc fck/1.5;
fyd = fyk/1.15;
εcu3 = 0.0035;
εc3 = 0.00175;
Ξ = h (1 - εc3/εcu3);
Es = 200000;
εy = fyd/Es;
d = h - rm;
xlim = d/(1 + fyd/εcu3/Es);

Nc[x_] :=
  Piecewise[{{η fcd λ b x,
    0 <= x < 1.25 h}, {η fcd b h, 1.25 h <= x}}]
z[x_] := Piecewise[{{h/2 - λ x/2, 0 <= x < 1.25 h}, {0,
  1.25 h <= x}}]
σ[ε_] :=
  Piecewise[{{fyd, ε >= εy}, {Es*ε, -\
εy < ε < εy}, {-fyd, -εy >= \
ε}}]
esp[x_] :=
  Piecewise[{{εcu3 (x - dp)/x,
    0 <= x < h}, {εc3 (x - dp)/(x - Ξ), h <= x}}]
es[x_] :=
  Piecewise[{{εcu3 (x - d)/x,
    0 <= x < h}, {εc3 (x - d)/(x - Ξ), h <= x}}]

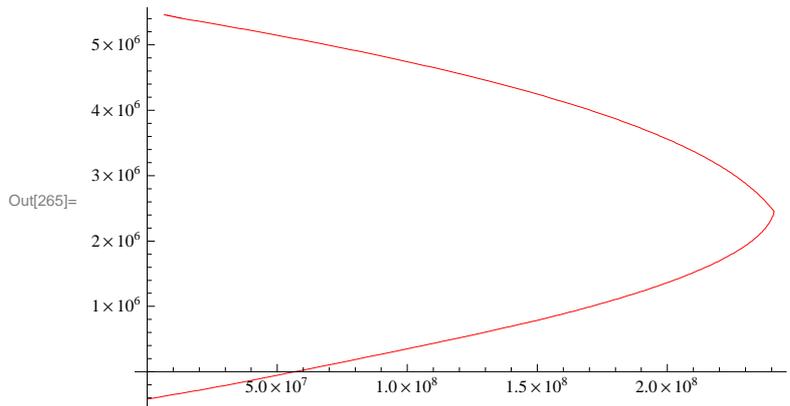
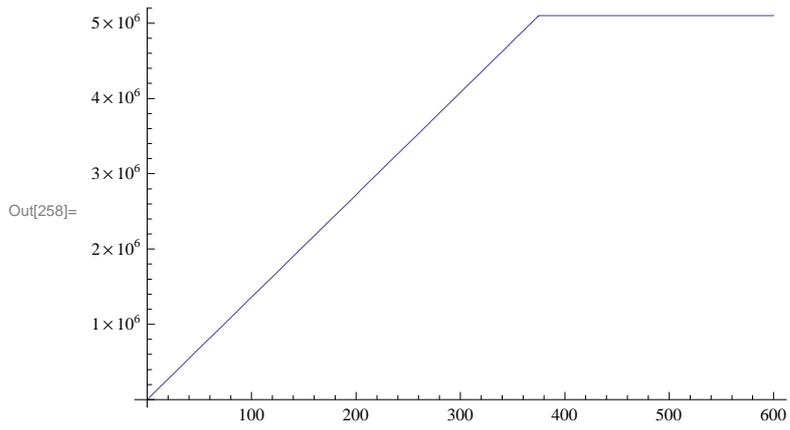
Plot[Nc[x], {x, 0, 2 h}]

os[x_] := Composition[σ, es][x]
osp[x_] := Composition[σ, esp][x]

Nu[x_] := As os[x] + Asp osp[x] + Nc[x]
Mu[x_] :=
  Asp (h/2 - dp) osp[x] + Nc[x] z[x] - As (d - h/2) os[x]

Diagrama = {};
Do[Diagrama = AppendTo[Diagrama, {Mu[x], Nu[x]}], {x, 0.1, 2 h, 1}];

ListPlot[Diagrama, Joined -> True,
  PlotStyle -> {RGBColor[1, 0, 0]}]
```



ANEXO C

DIAGRAMA INTERACCIÓN ESTRUCTURA OPTIMIZADA

```

fck = 25;
fyk = 400;
b = 1000;
h = 300;
rm = 30;
dp = 30;
As = 339;
Asp = 339;

η = 1;
αcc = 0.85;
λ = 0.8;
fcd = αcc fck/1.5;
fyd = fyk/1.15;
εcu3 = 0.0035;
εc3 = 0.00175;
Ξ = h (1 - εc3/εcu3);
Es = 200000;
εy = fyd/Es;
d = h - rm;
xlim = d/(1 + fyd/εcu3/Es);

Nc[x_] :=
  Piecewise[{{η fcd λ b x,
    0 <= x < 1.25 h}, {η fcd b h, 1.25 h <= x}}]
z[x_] := Piecewise[{{h/2 - λ x/2, 0 <= x < 1.25 h}, {0,
  1.25 h <= x}}]
σ[ε_] :=
  Piecewise[{{fyd, ε >= εy}, {Es*ε, -\
εy < ε < εy}, {-fyd, -εy >= \
ε}}]
esp[x_] :=
  Piecewise[{{εcu3 (x - dp)/x,
    0 <= x < h}, {εc3 (x - dp)/(x - Ξ), h <= x}}]
es[x_] :=
  Piecewise[{{εcu3 (x - d)/x,
    0 <= x < h}, {εc3 (x - d)/(x - Ξ), h <= x}}]

Plot[Nc[x], {x, 0, 2 h}]

os[x_] := Composition[σ, es][x]
osp[x_] := Composition[σ, esp][x]

Nu[x_] := As os[x] + Asp osp[x] + Nc[x]
Mu[x_] :=
  Asp (h/2 - dp) osp[x] + Nc[x] z[x] - As (d - h/2) os[x]

Diagrama = {};
Do[Diagrama = AppendTo[Diagrama, {Mu[x], Nu[x]}], {x, 0.1, 2 h, 1}];

ListPlot[Diagrama, Joined -> True,
  PlotStyle -> {RGBColor[1, 0, 0]}]

```

