MEMORIA DE CÁLCULO

Taller de Estructuras



Calle Chamartín

Alumno: Emilio Díaz González NºExp: 1087
Taller de proyectos Aula: A _ Galiano Profesor: Jesús Ortiz

De qué hablamos cuando hablamos de arquitectura: Chamartín Puerta Norte.
Máster habilitante en Arquitectura (ETSAM) 2018-19

ÍNDICE

1. MEMORIA DESCRIPTIVA DE PROYECTO ESTRUCTURAL

2. MEMORIA JUSTIFICATIVA DE PROYECTO

2.1. Acciones
2.2. Materiales
2.3. Modelos de estudio previos
2.4. Elaboración y estudio del modelo final de cubierta
    2.4.1 Diseño del modelo
    2.4.2 Estudio y aplicación de las acciones en el modelo
    - Acciones de viento
    - Acciones de nieve
    - Cargas muertas de cubierta
    - Cargas térmicas
    2.4.3 Asignación de los perfiles obtenidos en los predimensionados de los estudios previos. Estudio previo del dimensionado asignado.
    2.4.4 Estudio de Axiles y Momentos
    2.4.5 Estudio de flecha y comprobación del modelo.
    2.4.6 Estudio de movimientos horizontales y comprobación del modelo.
    2.4.7 Comprobación final del dimensionado elegido en la estructura de cubierta.
    2.4.8 Dimensionado y comprobación de los pilares.
    2.4.9 Cimentación.

2.5. Estudio de otros elementos estructurales significantes del proyecto
    2.5.1 Diseño de la pasarela principal
    2.5.2 Estudio y aplicación de las acciones en el modelo
    2.5.3 Elaboración de modelo, predimensionado, materiales y estudio de flecha.
    2.5.4 Estudio de axiles y momentos
    2.5.5 Armado de las placas alveolares. Estudio de acero necesario y elección de modelo de placa alveolar en el mercado.
    2.5.6 Armado de la losa maciza perimetral

1. MEMORIA DESCRIPTIVA DE PROYECTO ESTRUCTURAL

El proyecto se organiza bajo una gran cubierta que unifica la totalidad de usos. Esta se ha organizado estructuralmente mediante una estereoestructura que apoya en grandes pilares de acero sobre las vías y se quiebra en la zona de la castellana, apoyando en una serie de pilares perimetrales y una estructura auxiliar de apoyo que permite a la cubierta alzarse y ganar monumentalidad.

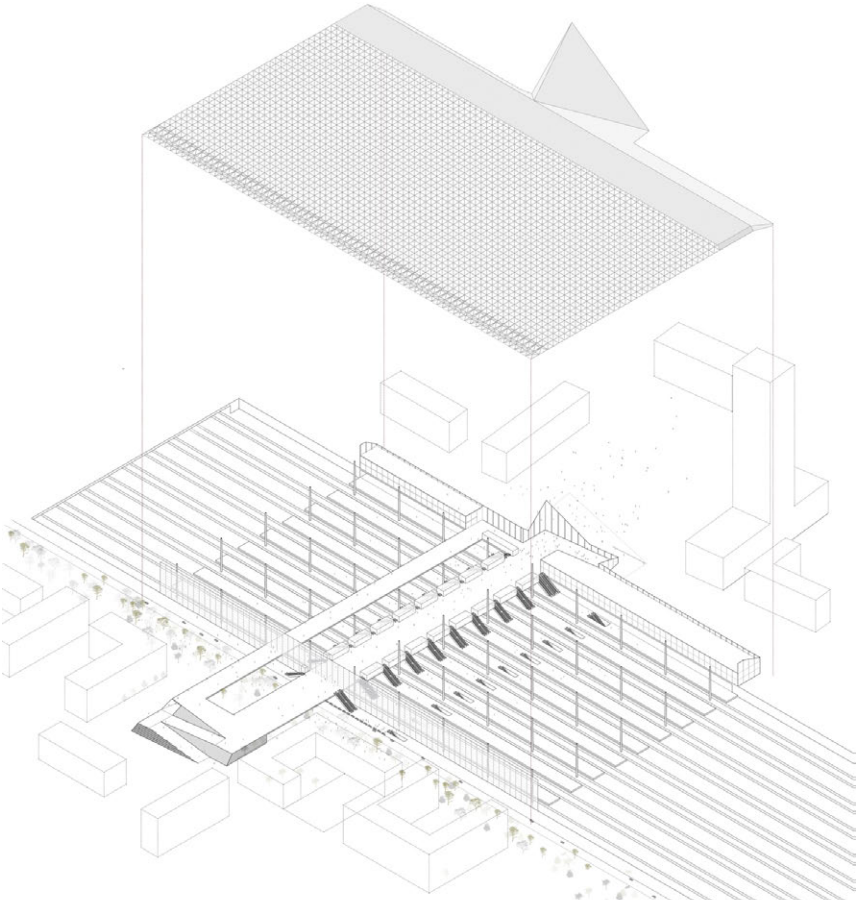


Fig. 1. Organización espacial

La zona comercial se organiza en dos plantas, compuestas por losas aligeradas que apoyan mediante un sistema mixto en pilares de acero. Sobre estos mismos pilares apoya una viga de coronación de la que cuelga la fachada y sobre la que se apoya la estructura espacial de cubierta.

La gran cubierta, logra en esta zona de rascacielos monumentalidad haciéndose opaca, mediante paneles de acero.

Sobre la franja ferroviaria se ha situado el centro de transportes que atraviesan las pasarelas que conectan el barrio y hacen de intercambiador rápido de flujos.
En la pasarela principal apoyan una serie de cajas de vidrio estructural, en las que se sitúan los comercios de paso. Esta pasarela es autoportante, un sistema de pórticos ocultos bajo las escaleras centrales libera de pilares los andenes.

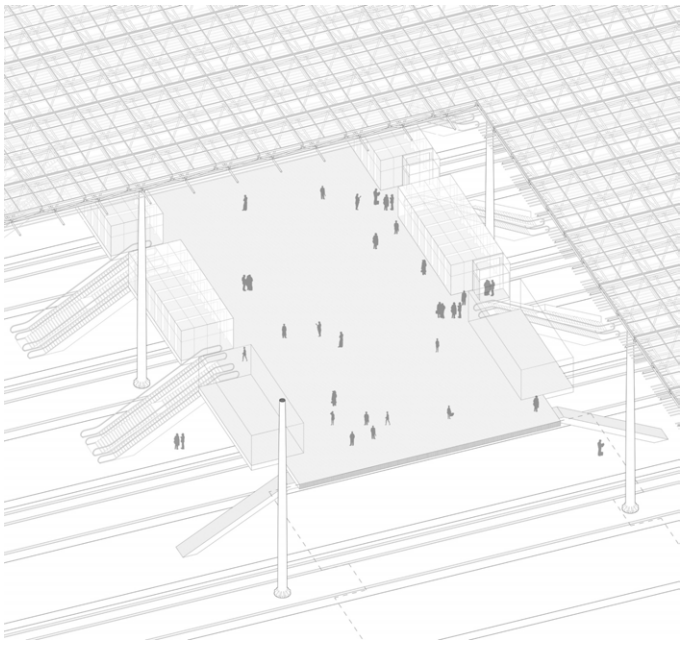
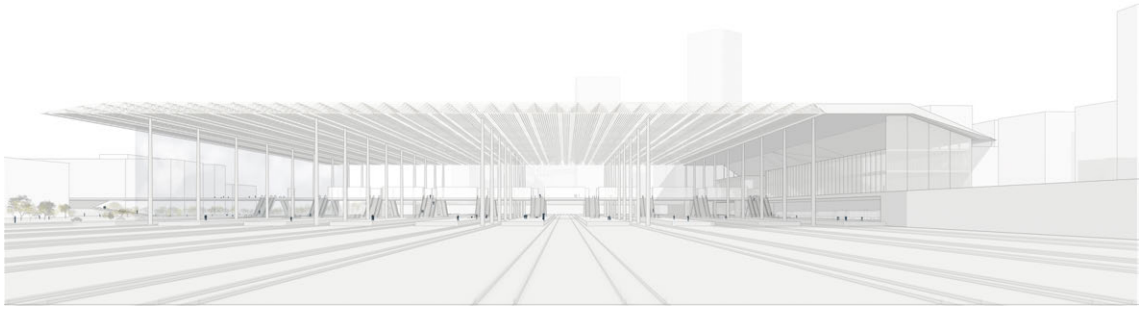


Fig. 2 Pasarela autoportante

Sobre esta zona, la cubierta se transforma en transparente, para dotar de luz natural a la calle cubierta y a las vías, además de fundirse progresivamente hasta llegar a Pio XII.

Esto se realiza mediante un sistema de carpinterías sobre las que apoyan los vidrios y a la vez realiza la evacuación de aguas.

Debajo, la estereoestructura apoya en unos grandes pilares de acero, mediante apoyos de neopreno que acogen las dilataciones. Estos pilares se sitúan cada 40 metros permitiendo sentir un gran espacio, dotado con la ligereza de una gran cubierta que flota. Interiormente, una celosía unifica visualmente el espacio.



La cimentación se ha realizado mediante un sistema de losas de cimentación sobre las que apoyan las losas sustentadoras de las vías. Los grandes pilares de aceros están conectados directamente con una zapata inferior, sobre la que descargan su gran peso.

2. MEMORIA JUSTIFICATIVA DE PROYECTO

2.1 ACCIONES

Para la asignación de las acciones, se han tenido en cuenta la ubicación de proyecto: Madrid (Zona de Chamartín); los materiales y los usos en las diferentes partes del edificio sometidas a estudio.

CUADRO DE CARGAS DE CUBIERTA				
TIPO DE CARGA	CARGA	CARGA CARACTERÍSTICA	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	CARGA DE CALCULO
PERMANENTE	PESO PROPIO	1,5 (estimado)	1,35	2,025
	MANTENIMIENTO	1		1,5
	NIEVE	0,6		0,9
VARIABLE	VIENTO	0,42	1,5	0,63
CARGA TOTAL (sin mayorar)		3,52	CARGA TOTAL (mayorada)	5,055

CUADRO DE CARGAS DE LAS PASARELAS				
TIPO DE CARGA	CARGA	CARGA CARACTERÍSTICA	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	CARGA DE CALCULO
	PESO PROPIO	10		13,5
PERMANENTE	SOLADO	2,4	1,35	3,24
VARIABLE	Z. AGLOMERACIÓN	5	1,5	7,5
CARGA TOTAL (sin mayorar)		17,4	CARGA TOTAL (mayorada)	24,24

CUADRO DE CARGAS DE LAS LOSAS SOBRE EL INTERCAMBIADOR AUTOBUSES				
TIPO DE CARGA	CARGA	CARGA CARACTERÍSTICA	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	CARGA DE CALCULO
	PESO PROPIO	7,5		10,125
PERMANENTE	SOLADO	1,5	1,35	2,025
VARIABLE	Z. VESTIBULO	5	1,5	7,5
CARGA TOTAL (sin mayorar)		14	CARGA TOTAL (mayorada)	19,65

EDIFICIOS COMERCIALES				
CUADRO DE CARGAS DE FORJADOS				
TIPO DE CARGA	CARGA	CARGA CARACTERÍSTICA	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	CARGA DE CALCULO
	PESO PROPIO	5		6,75
	SOLADO	1,5		2,025
PERMANENTE	TABIQUES	1	1,35	1,35
VARIABLE	Z. PUBLICA	3	1,5	4,5
CARGA TOTAL (sin mayorar)		10,5	CARGA TOTAL (mayorada)	14,625

2.2 MATERIALES

Para el estudio de los materiales, se han recopilado los diferentes materiales utilizados y estudiado sus coeficientes de seguridad y propiedades características.

MATERIALES	COEFICIENTES DE SEGURIDAD		
	Ordinaria	Extraordinaria	
		Sísmica	Incendio
Hormigón	1,5	1,3	1
Acero de armar	1,15	1	1

HORMIGÓN	TIPO DE ELEMENTO		
	Cimientos y muro	Soportes vistos	Resto de obra
Denominación	HA25/B/40/IIa-Qa	HA25/B20/IIb	HA25/B/20/I
Resistencia característica	25 N/mm2	25 N/mm2	25 N/mm2
Consistencia	B(Blanda)	B(Blanda)	B(Blanda)
Límites de asiento	5 .. 10 cm	5 .. 10 cm	5 .. 10 cm
Tamaño máximo de árido	40 mm	20 mm	20 mm
Tipo de árido	Silíceo	Silíceo	Silíceo
Ambiente	IIa (terreno)	IIb (exterior)	I (interior)
Agresividad	70 mm	30 mm	30 mm
Control	Estadístico	Estadístico	Estadístico

HORMIGÓN	TIPO DE ELEMENTO		
	Cimientos y muro	Resto de obra	
Denominación	B 400 S	B 500 SD	
Tensión del límite elástico	400 N/mm2	500 N/mm2	
Control	Por distintivo	Por ensayos	

TIPO DE ACERO	S235	S275	S355	S420	S460
Tensión característica	23,5	27,5	35,5	42	46
Tensión de cálculo	22,3	26,1	33,8	40	43,8
Relación material (para clases de acero)	1	0,92	0,81	0,75	0,71

2.2 MODELOS DE ESTUDIO PREVIOS

Para un buen diseño de la cubierta (distancia entre apoyos, canto espacial, luces en los extremos, y otros factores) se ha decidido realizar un estudio previo de diferentes modelos de distinto tamaño.

-Modelo básico.

Para comprobar los datos estudiados previamente, tras la revisión de la bibliografía existente sobre este tipo de estructuras y los conocimientos aportados por el tutor de estructuras (Jesús Ortiz), se realizó un primer modelo cuadrado de 40 metros entre pilares, 2.5 metros de espesor de malla y 15 metros de luz en los voladizos.

Tras la realización de este modelo, se recurrió a un estudio previo mediante el programa SAP 2000 de sus axiles y momentos, flecha en los extremos y análisis del dimensionado utilizado.

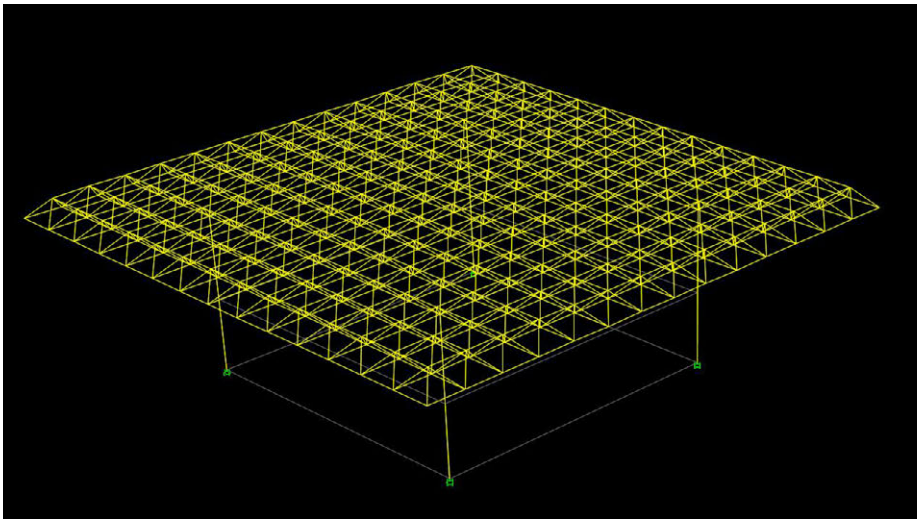


Fig. 1 Modelo Primitivo

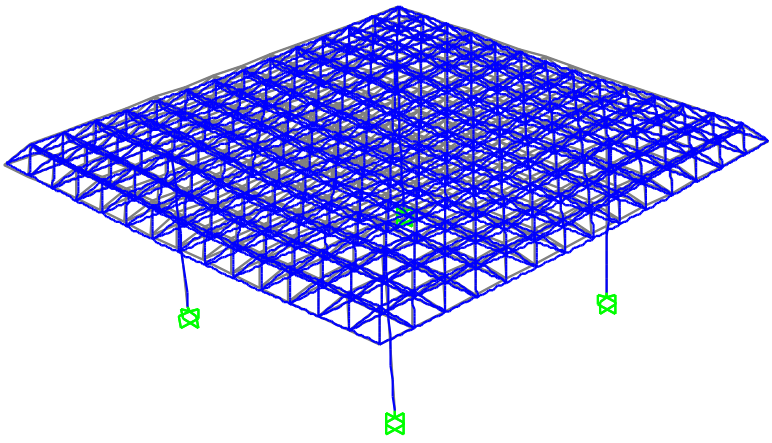


Fig. 2 Estudio de flecha

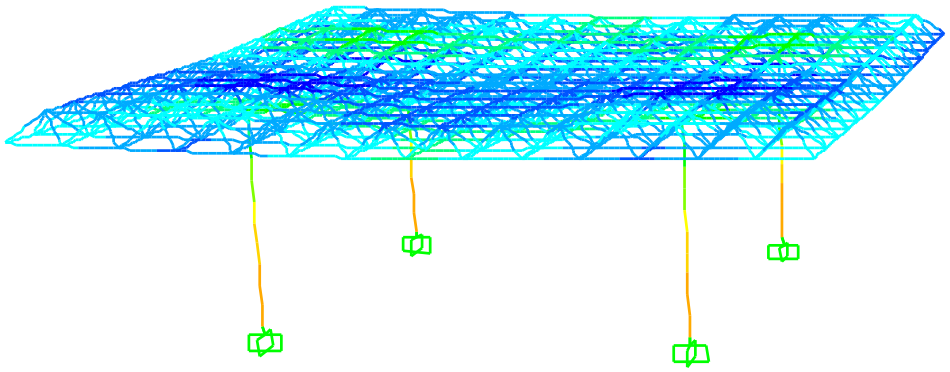


Fig. 3 Estudio de esfuerzos

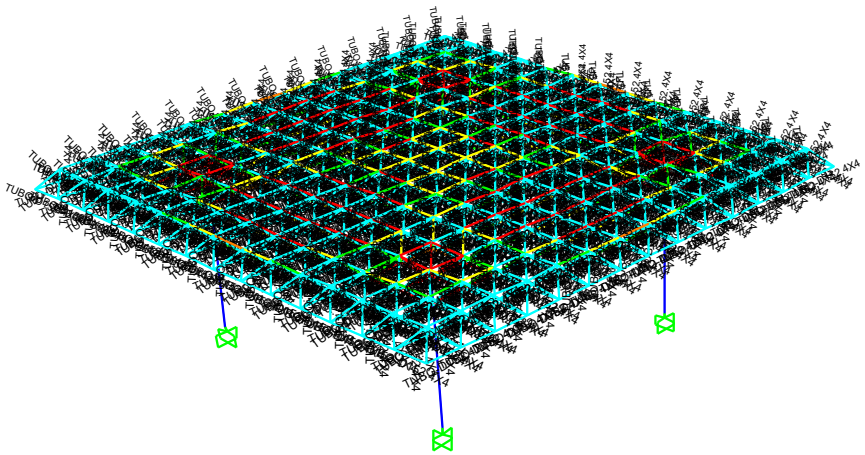


Fig. 4 Chequeo del dimensionado elegido. Perfiles tubulares huecos de acero 355 de 15.9mm

En estos estudios previos se pudo comprobar la coherencia en el diseño de la cubierta. Se aplicaron las cargas propias y las “muertas” estimadas, además de las puntuales de viento en cada nudo del extremo. Los datos obtenidos, confirmaban flechas y esfuerzos aceptables, tanto en la cubierta como en los pilares de 1m de diámetro y predimensionados en los que, excepto en barras puntuales (las cercanas a el apoyo en los pilares y las barras de centro de vano) que deberían ser reforzadas con un diámetro y espesor superior de barras, el diseño general de la estructura de cubierta era apto.

-Modelo avanzado.

Tras el estudio del modelo anterior, se optó por realizar un modelo más personalizado en el que se pudiese comprobar el funcionamiento de las zonas más particulares de la cubierta, como son los voladizos de la “zona de pio XII” (20m de luz) y los apoyos y voladizos de la zona de “la Castellana”.

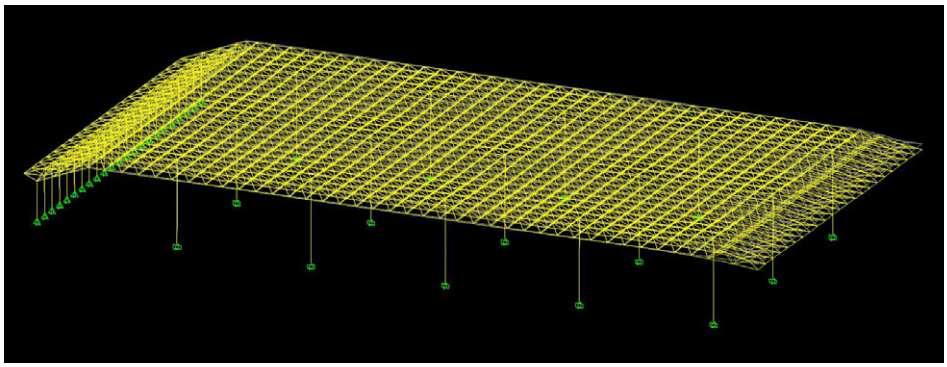


Fig. 5 Modelo avanzado

Tras la asignación de cargas en el modelo, se procede a la comprobación de flechas, axiles y dimensionado. En este primero estudio de flecha, se estudia la flecha en los diferentes puntos característicos, observando un problema de flecha en el voladizo de 20 metros de la zona de “Pio XII” (42 cm de flecha) por lo que este voladizo se ha sido rediseñado en el modelo final.

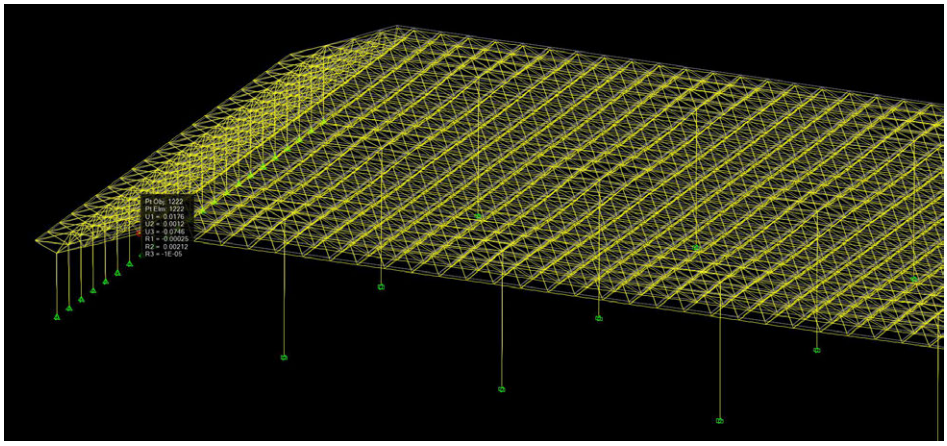


Fig. 6 Estudio de flecha en el "quiebro estructural"(7cm de flecha, 50m de luz)

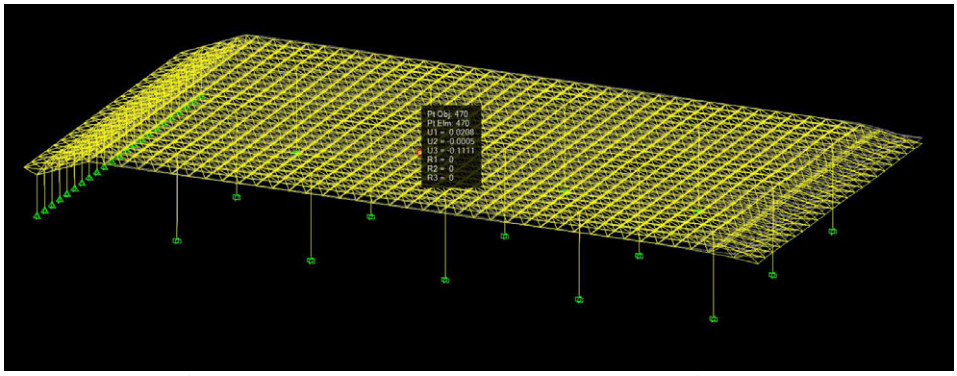


Fig. 7 Estudio de flecha en el "centro de vano. entre pilares"(11cm de flecha, 40m de luz)

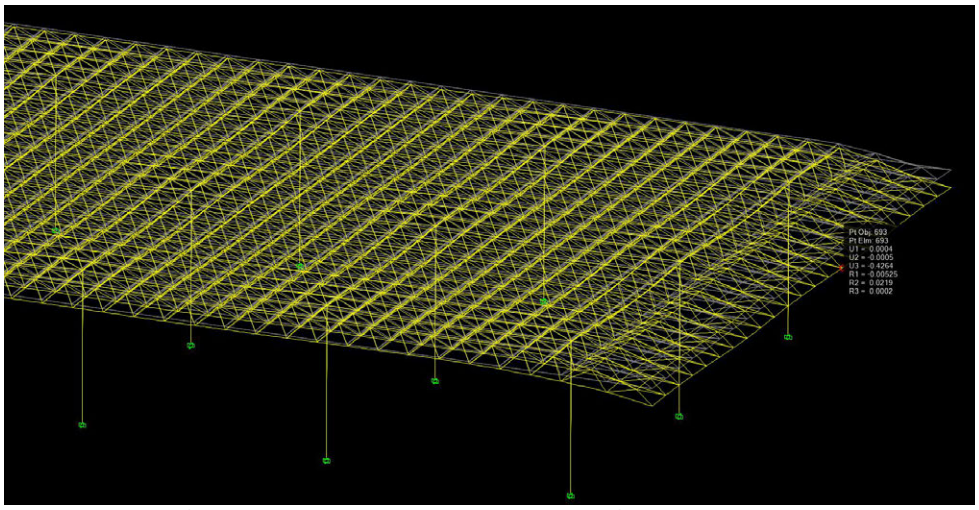


Fig. 8 Estudio de flecha en el voladizo de "Pio XII" (42cm de flecha, 20m de luz)

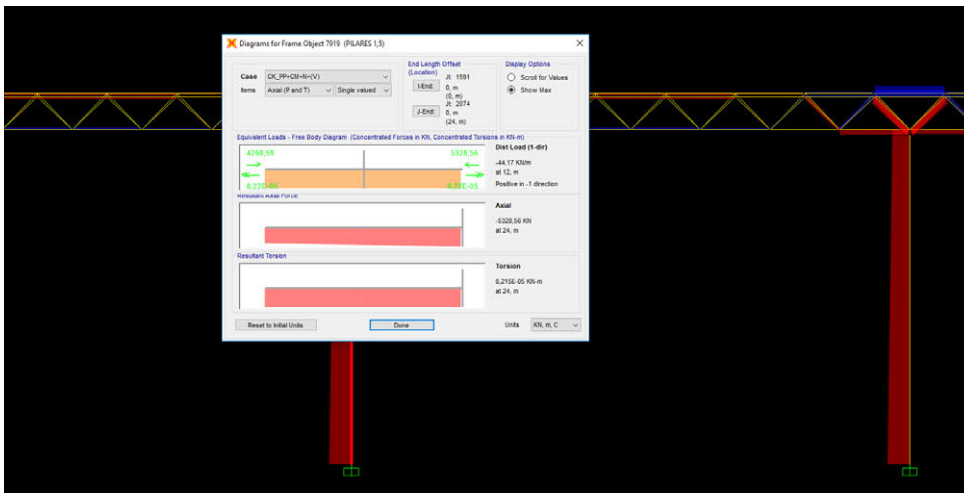


Fig. 9 Estudio de axiles. Pilar

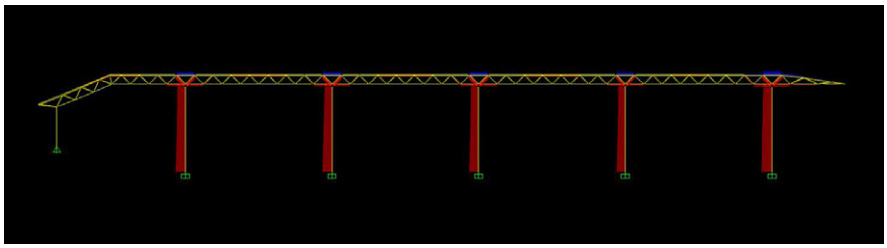


Fig. 10 Estudio de axiles

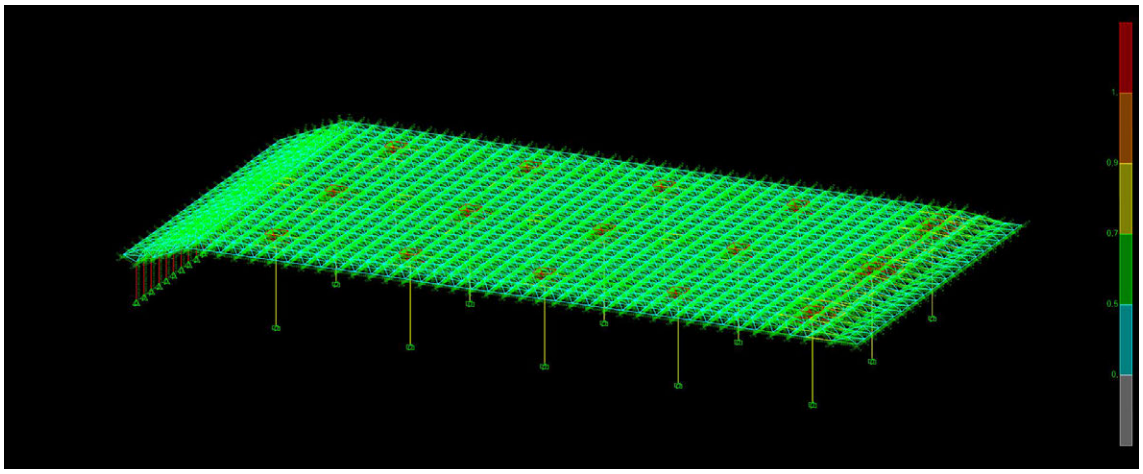


Fig. 11 Estudio del predimensionado mediante el programa SAP 200

Realizado el estudio de axiles, se lleva a cabo un estudio del dimensionado elegido mediante el estudio del modelo anterior (barras de acero 355 hueco de 15.9 cm de diámetro y 4mm de espesor; pilares de acero 355 huecos de 1m de radio y 1,5cm de espesor de acero sobre las vías y pilares perimetrales de acero 355 rectangulares huecos de 10x60cm x12m.

En este estudio, podemos comprobar que el diseño elegido es “optimo” ya que las barras de cubierta son aptas en su mayoría, excepto en las zonas de apoyo y centro de vano, que deberán ser reforzadas con barras de diámetro y espesor de acero superior.

Se aprecia además un problema de resistencia en los pilares perimetrales, por lo que estos deberán ser también reforzados en los modelos posteriores.

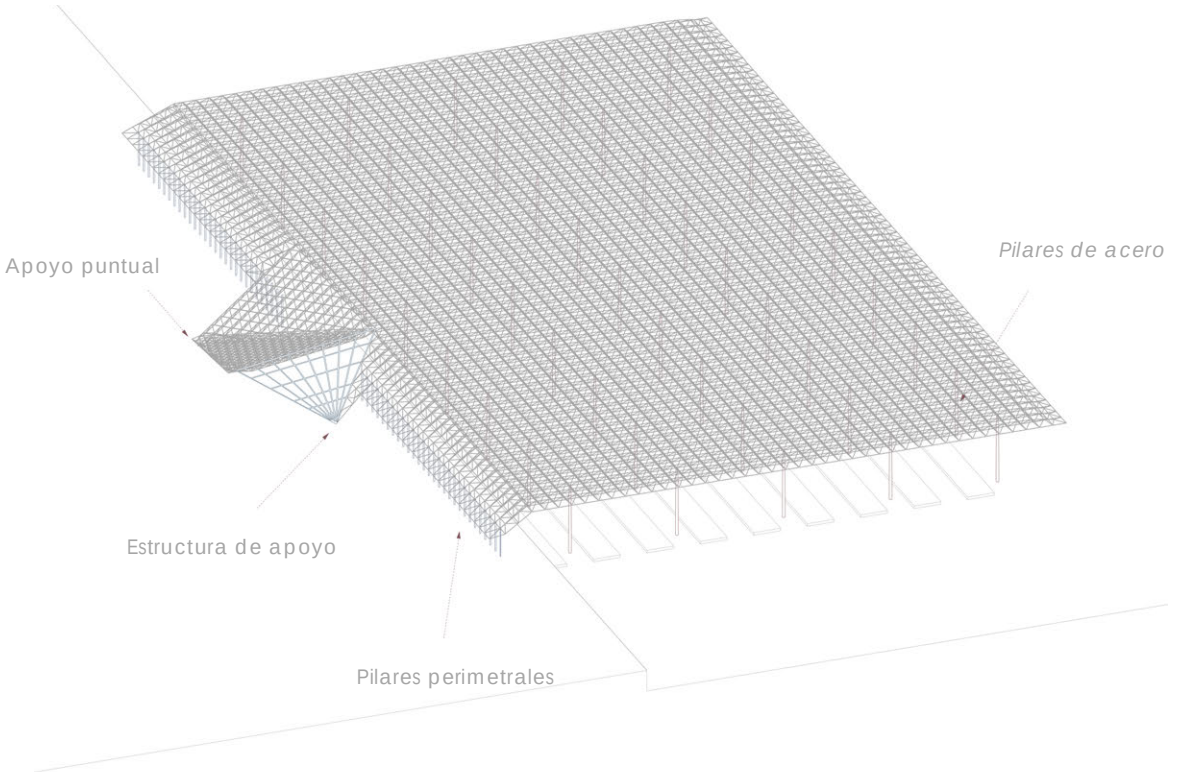
2.3 ELABORACIÓN Y ESTUDIO DEL MODELO FINAL DE CUBIERTA

Después de estudiar los modelos anteriores, se ha podido corroborar la validez de la estructura utilizada (distancia entre apoyos, canto espacial, luces en los extremos, y otros factores) y corregir los errores de diseño previamente al diseño completo de la cubierta.

Realizado estos estudios previos, se ha procedido al diseño completo, estudio y aplicación de las acciones, asignación del dimensionado, estudio de esfuerzos, estudio de flechas y movimientos horizontales, comprobación del dimensionado, y dimensionado y comprobación de los pilares

2.3.1 DISEÑO DEL MODELO

El diseño ha sido llevado a cabo en Autocad 3d e importado en SAP 2000 para su estudio. El modelo consta de una estructura espacial contínua que apoya sobre pilares de acero hueco sobre las vías y se pliega y apoya en pilares perimetrales y una estructura auxiliar de apoyo en la “zona de la Castellana”.





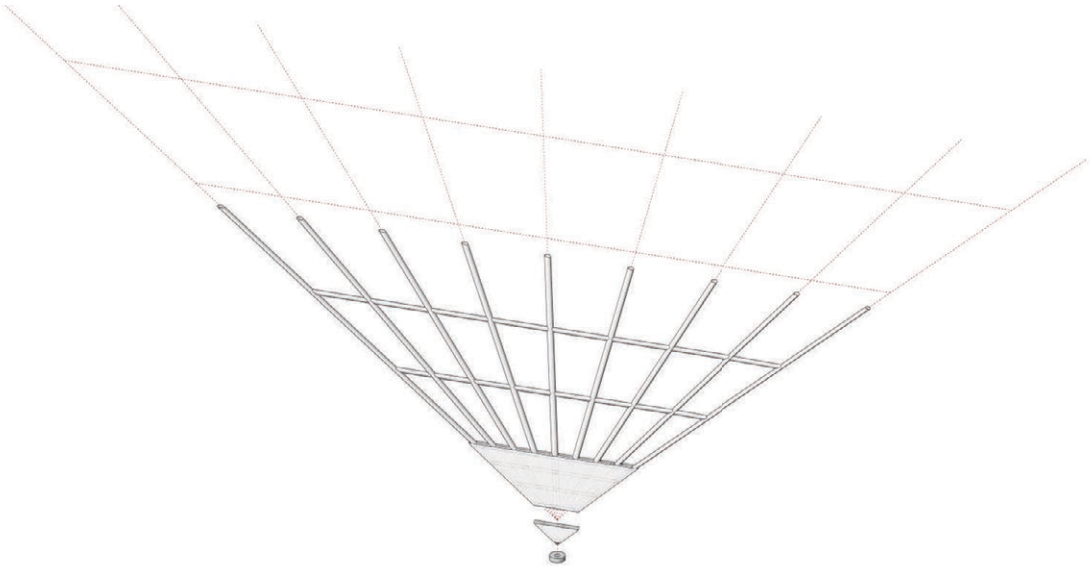
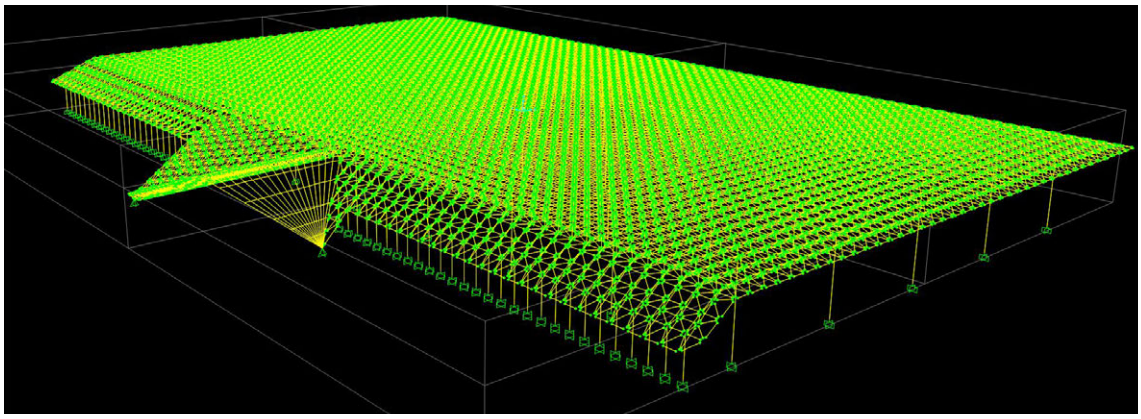


Fig. 12 Estructura auxiliar de apoyo

Para su posterior estudio, los nudos de las barras han sido considerados articulaciones, a la vez que las uniones de estos con los pilares y el apoyo puntual. Los pilares sobre vías, los perimetrales han sido empotrados con el suelo, al igual que la estructura auxiliar de apoyo.



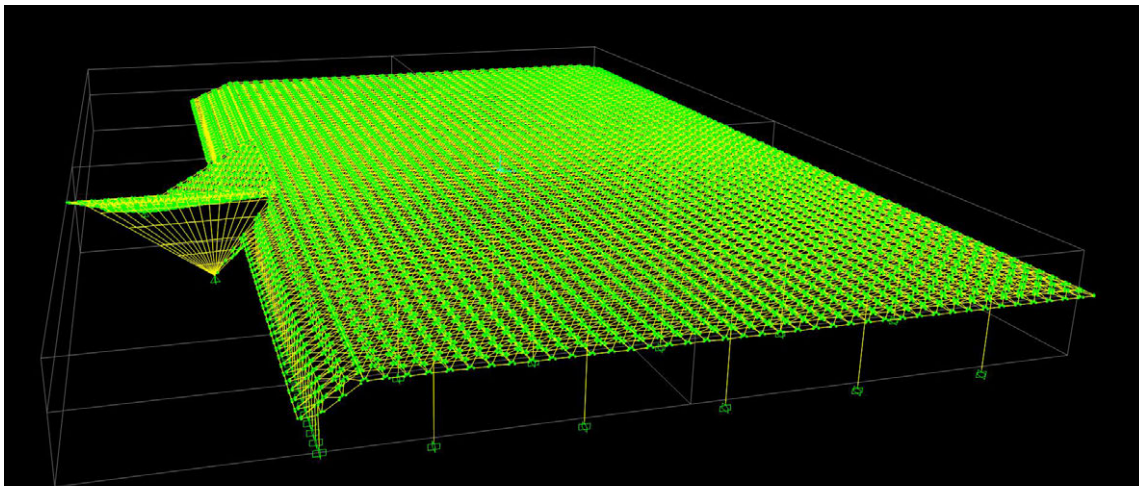


Fig. 13 Modelo de cubierta importado en Sap 2000 para su posterior estudio

2.3.2 ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LAS ACCIONES EN EL MODELO

2.3.2.1. ESTUDIO DEL IMPACTO DEL VIENTO EN LA CUBIERTA Y FACHADAS

Para la distribución de la acción del viento entre cada nudo, se tendrá en cuenta el área de fachada que incide sobre cada nudo y la carga de viento.

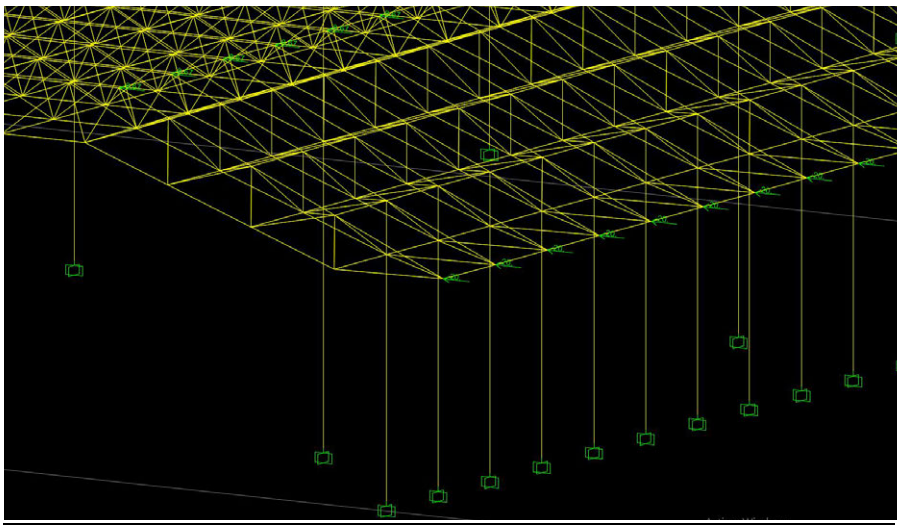
Estas se distribuirán en una Fuerza superior, en la zona alta de cubierta y una Fuerza inferior en el límite inferior.

$$F = A \cdot 0{,}42 \text{ Kn/m}^2$$

2.3.2.1.1 ZONA IZQUIERDA DE FACHADA

$$F_{inferior} = 5. (10{,}8/2 + 8{,}25/2) \cdot 0{,}42 = 20 \text{ KN}$$

$$F_{superior} = 5. (8{,}25/2) \cdot 0{,}42 = 8{,}67 \text{ KN}$$

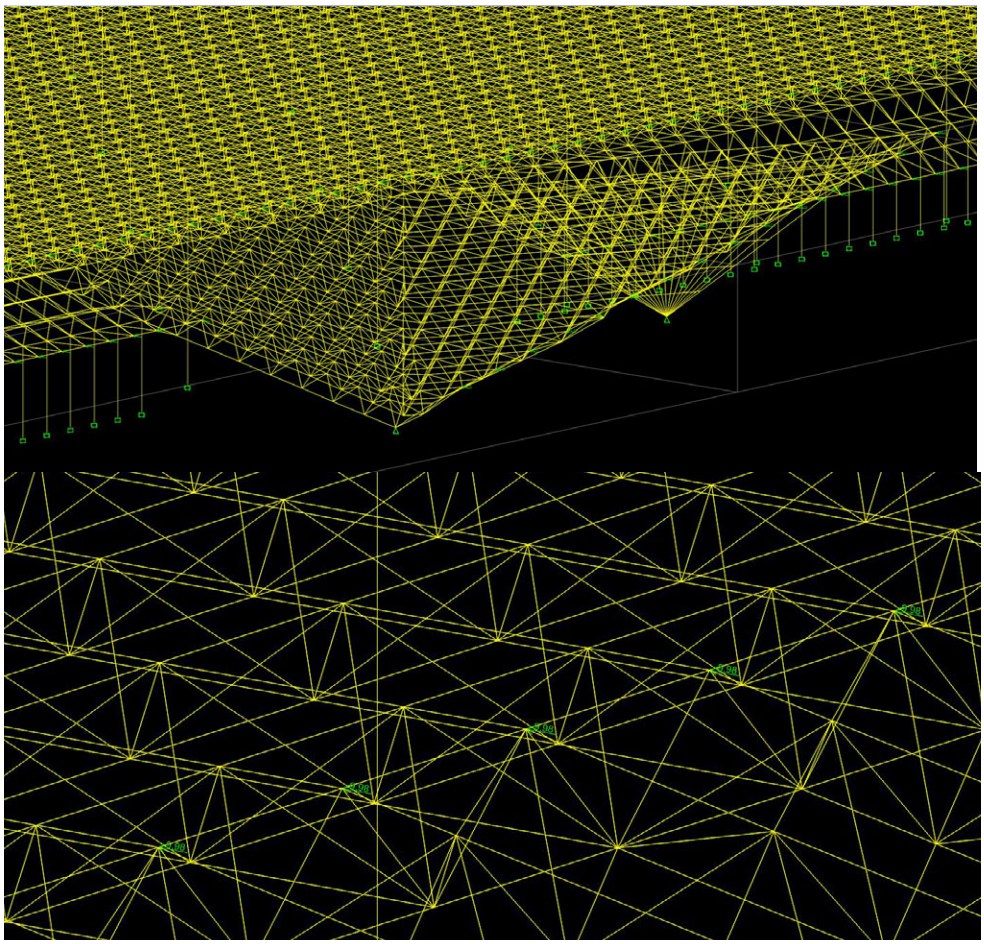


2.3.2.1.2. ZONA CENTRAL DE FACHADA

Para la asignación de la fuerza del viento en el extremo, debido a la discontinuidad de su geometría, se hace un calculo medio, repartiendo la superficie total entre todos los nudos.

$F_{extremo} = 5. [(30/2) /2] . 0,42 = 15,75$ KN

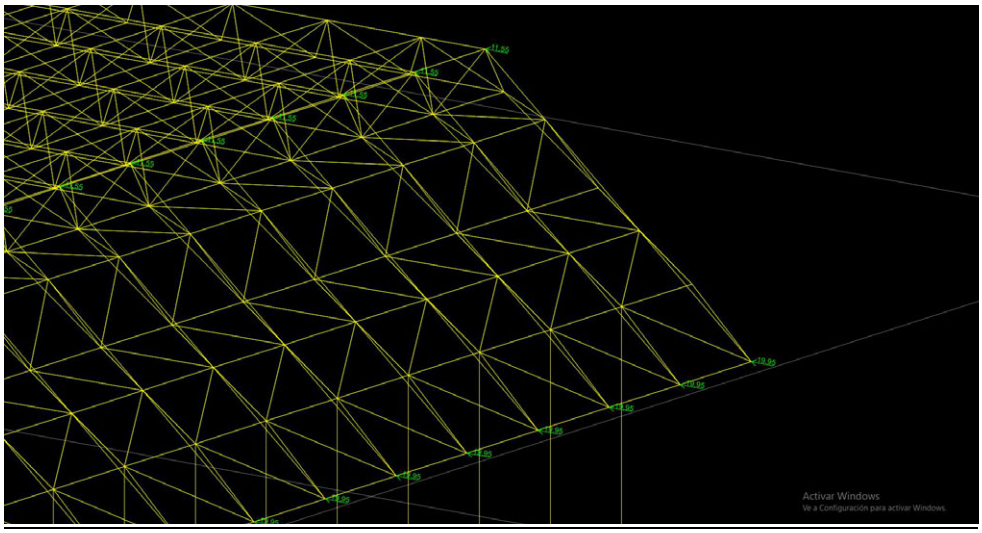
$F_{superior} = 5. (19/2) /2]. 0,42 = 9,975$ KN



2.3.2.1.3. ZONA DERECHA DE FACHADA

$F_{inferior} = 5. (8/2 + 11/2) . 0,42 = 19,95$ KN

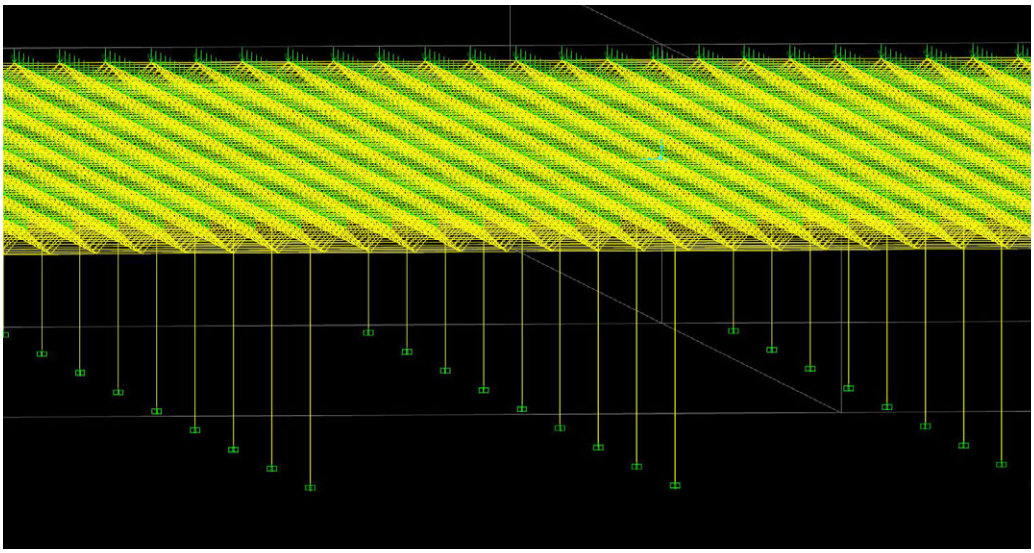
$F_{superior} = 5. (11/2) . 0,42 = 19,95$ KN

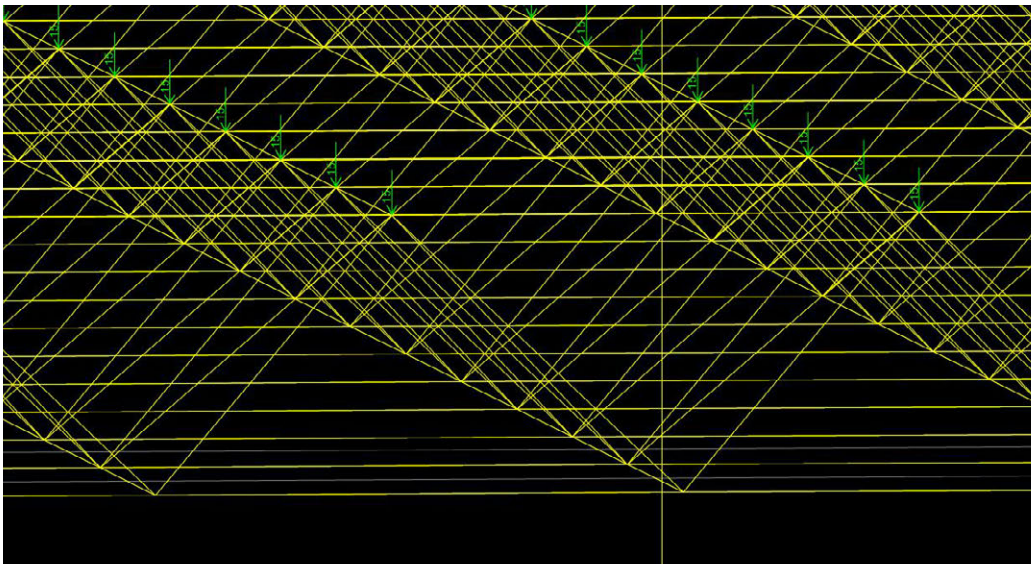


2.3.2.2 ESTUDIO DEL IMPACTO DEL IMPACTO DE LAS CARGAS DE NIEVE EN LA CUBIERTA

La estructura de cubierta es una estructura articulada con nudos, y son en estos puntos donde recibe las cargas que recoge la estructura superior de cerramiento, como las cargas de nieve o de mantenimiento. Debido a esto, deberá estudiarse la asignación de cargas en cada nudo.

$$F_{nieve} = 5 \cdot 5 \cdot 0{,}6 = 15 \text{ KN}$$

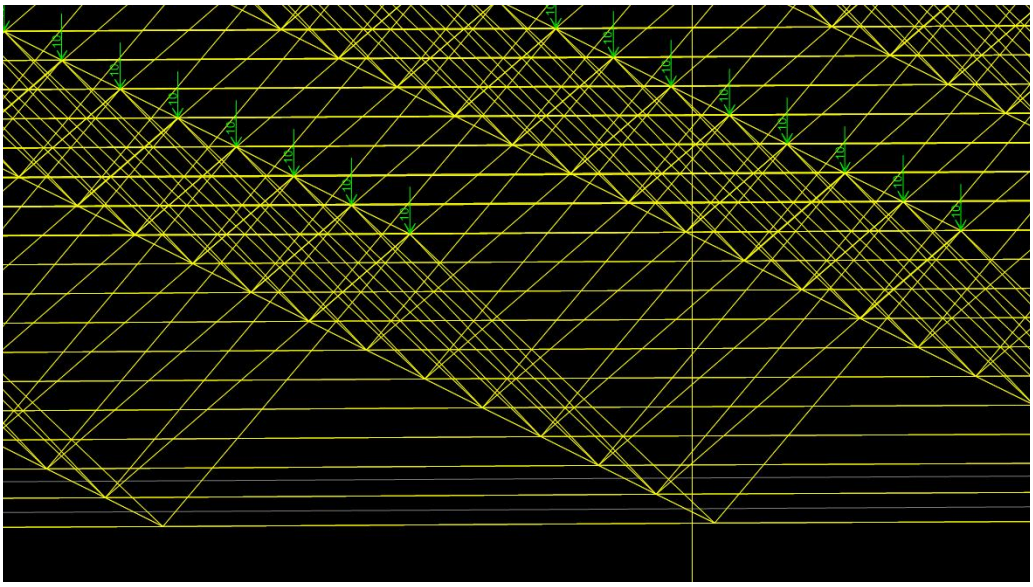




2.3.2.3 ESTUDIO DEL IMPACTO DEL IMPACTO DE LAS CARGAS MUERTAS EN LA CUBIERTA

La estructura de cubierta es una estructura articulada con nudos, y son en estos puntos donde recibe las cargas de la estructura superior de cerramiento. Debido a esto, deberá estudiarse la asignación de cargas en cada nudo.

$$F_{\text{cargas muertas}} = 5 \cdot 5 \cdot 0{,}5 = 10 \text{ KN}$$



2.3.2.4 ESTUDIO DEL IMPACTO DE LAS CARGAS TÉRMICAS EN LA CUBIERTA

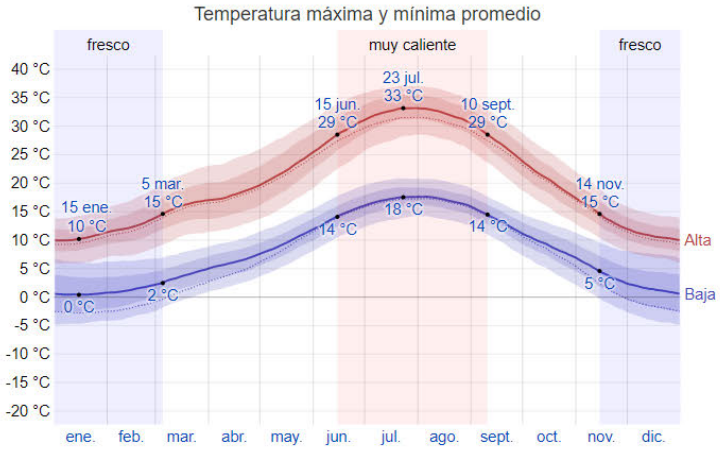
Para conocer el impacto de las cargas térmicas, necesarias para el calculo de los movimientos horizontales de la cubierta debidos a las dilataciones, se ha procedido a un estudio de las temperaturas de Madrid.

En el estudio, según datos recogidos por la AEMET, la variación máxima de temperatura máxima es de 15ºC.

Temperatura

La **temporada calurosa** dura 2,9 meses, del **15 de junio** al **10 de septiembre**, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 29 °C. El día más caluroso del año es el **23 de julio**, con una temperatura máxima promedio de 33 °C y una temperatura mínima promedio de 18 °C.

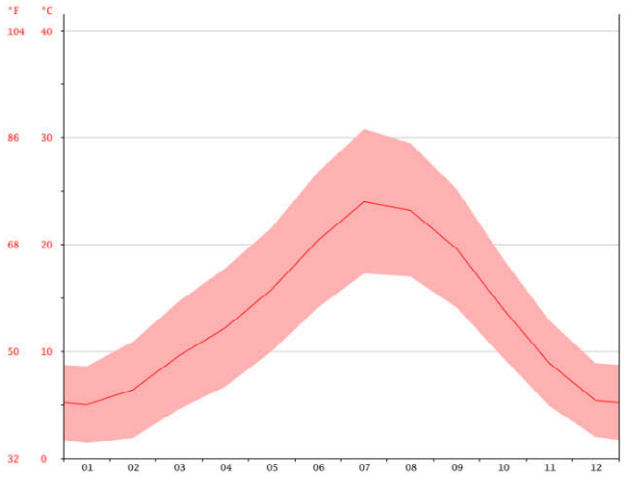
La **temporada fresca** dura 3,7 meses, del **14 de noviembre** al **5 de marzo**, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 15 °C. El día más frío del año es el **15 de enero**, con una temperatura mínima promedio de 0 °C y máxima promedio de 10 °C.



La temperatura máxima (línea roja) y la temperatura mínima (línea azul) promedio diaria con las bandas de los percentiles 25° a 75°, y 10° a 90°. Las líneas delgadas punteadas son las temperaturas promedio percibidas correspondientes.

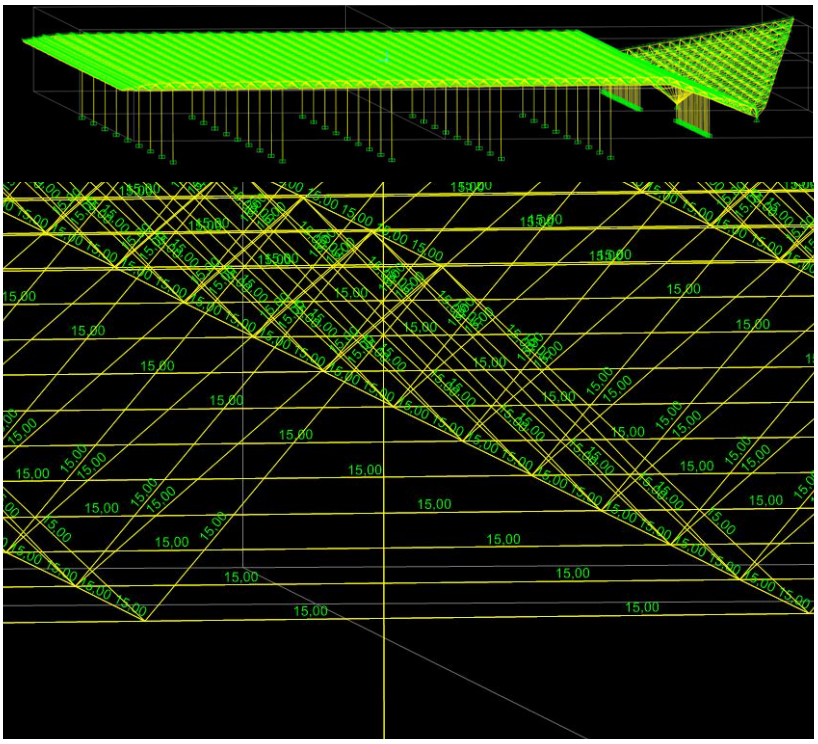
La figura siguiente muestra una ilustración compacta de las temperaturas promedio por hora de todo el año. El eje horizontal es el día del año, el eje vertical es la hora y el color es la temperatura promedio para ese día y a esa hora.

DIAGRAMA DE TEMPERATURA MADRID



El mes más caluroso del año con un promedio de 24.0 °C de julio. Las temperaturas medias más bajas del año se producen en enero, cuando está alrededor de 5.0 ° C.

Las cargas térmicas obtenidas en el estudio han sido aplicados a cada una de las barras del modelo de SAP 2000, para un posterior estudio de los movimientos de la cubierta.



2.4.3 ASIGNACIÓN DE LOS PERFILES OBTENIDOS EN LOS DIMENSIONADOS DE LOS ESTUDIOS PREVIOS.

ESTUDIO PREVIO DEL DIMENSIONADO ASIGNADO.

Tras los estudios de dimensionado en los modelos previos, se ha procedido a aplicar los perfiles obtenidos al modelo de SAP2000 para un primer estudio de la flecha y una posterior comprobación mediante cálculos del dimensionado.

- Pilares sobre vías: 100cm Ø x 150mm.
- Pilares perimetrales: 60x10cm x 10mm
- Estructura de apoyo: 20 cm Ø x 10mm.
- Barras estereoestructura: 15,9 cm Ø x 4mm

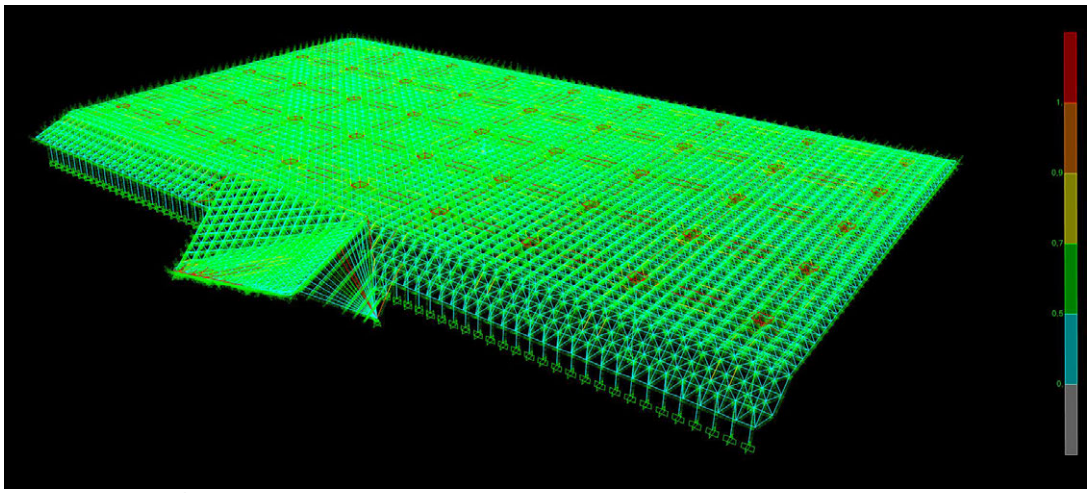


Fig. 14 Estudio ofrecio por SAP2000 del dimensionado asignado

En este estudio, podemos comprobar que el diseño elegido para la cubierta es “optimo” ya que las barras de cubierta son aptas en su mayoría, excepto en las zonas de apoyo y centro de vano, que deberán ser reforzadas con barras de diámetro y espesor de acero superior (Apartado 2.4.7).

En cuanto a los pilares, podemos comprobar como en este primer estudio, se ha solventado aparentemente el problema existente anteriormente en los pilares perimetrales, y además los pilares sobre vías resisten la compresión y pandeo producidas por la estructura superior.
En cuanto a la estructura de apoyo, se puede observar como (excepto en la zona central, que será reforzada) es apta.

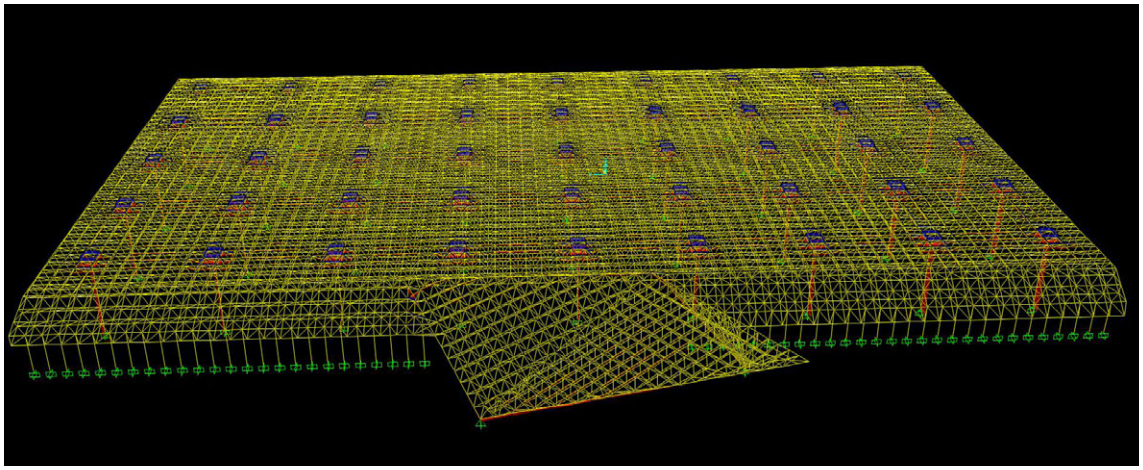
Este estudio previo será ampliado tras las modificaciones realizadas en el estudio de flecha, en el apartado *2.4.7. Comprobación final del dimensionado elegido en la estructura de cubierta,* en el que se comprobarán y redimensionarán las barras más desfavorables y algunas de las mas significativas.

2.4.4 ASIGNACIÓN DE LOS PERFILES OBTENIDOS EN LOS DIMENSIONADOS DE LOS ESTUDIOS PREVIOS.

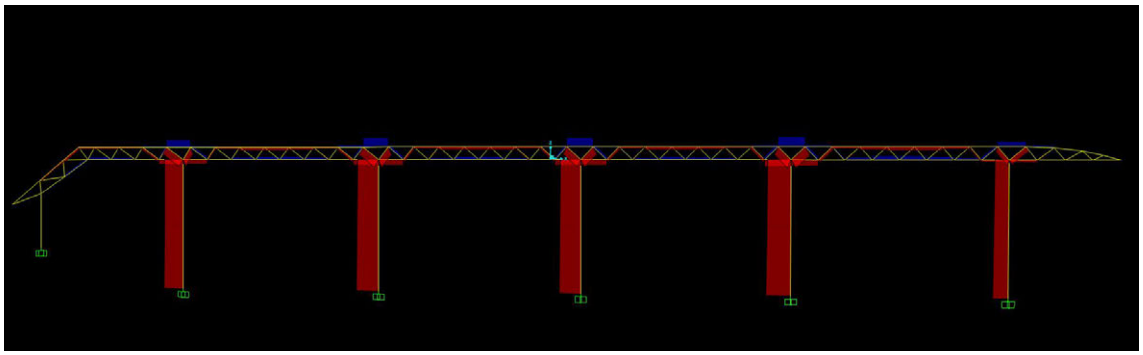
ESTUDIO PREVIO DEL DIMENSIONADO ASIGNADO.

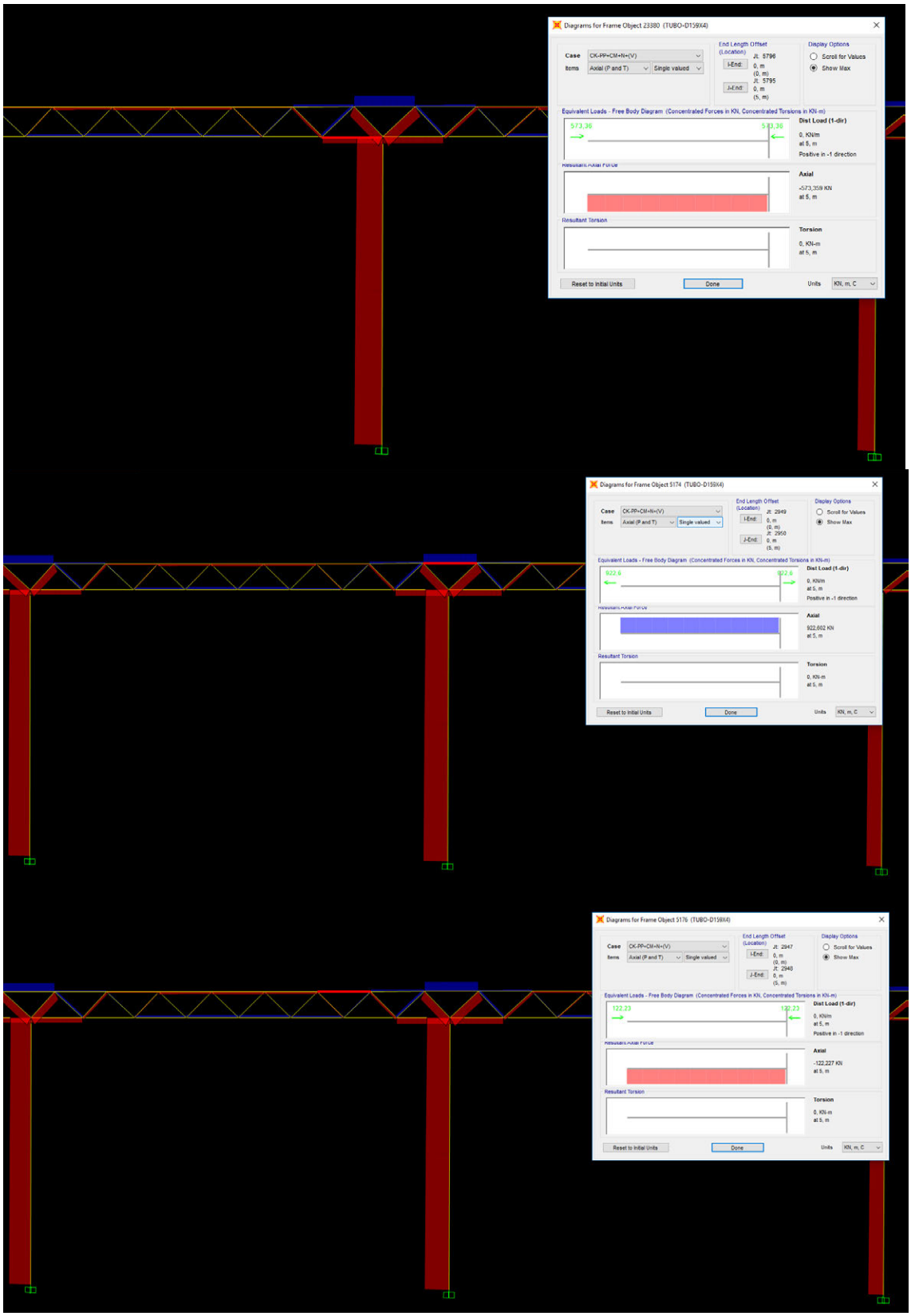
En este estudio se llevará a cabo el estudio de los esfuerzos en “secciones” significativas: una sección transversal por los pilares, otra por el centro de vano; y una sección longitudinal por los pilares, otra por el centro de vano.

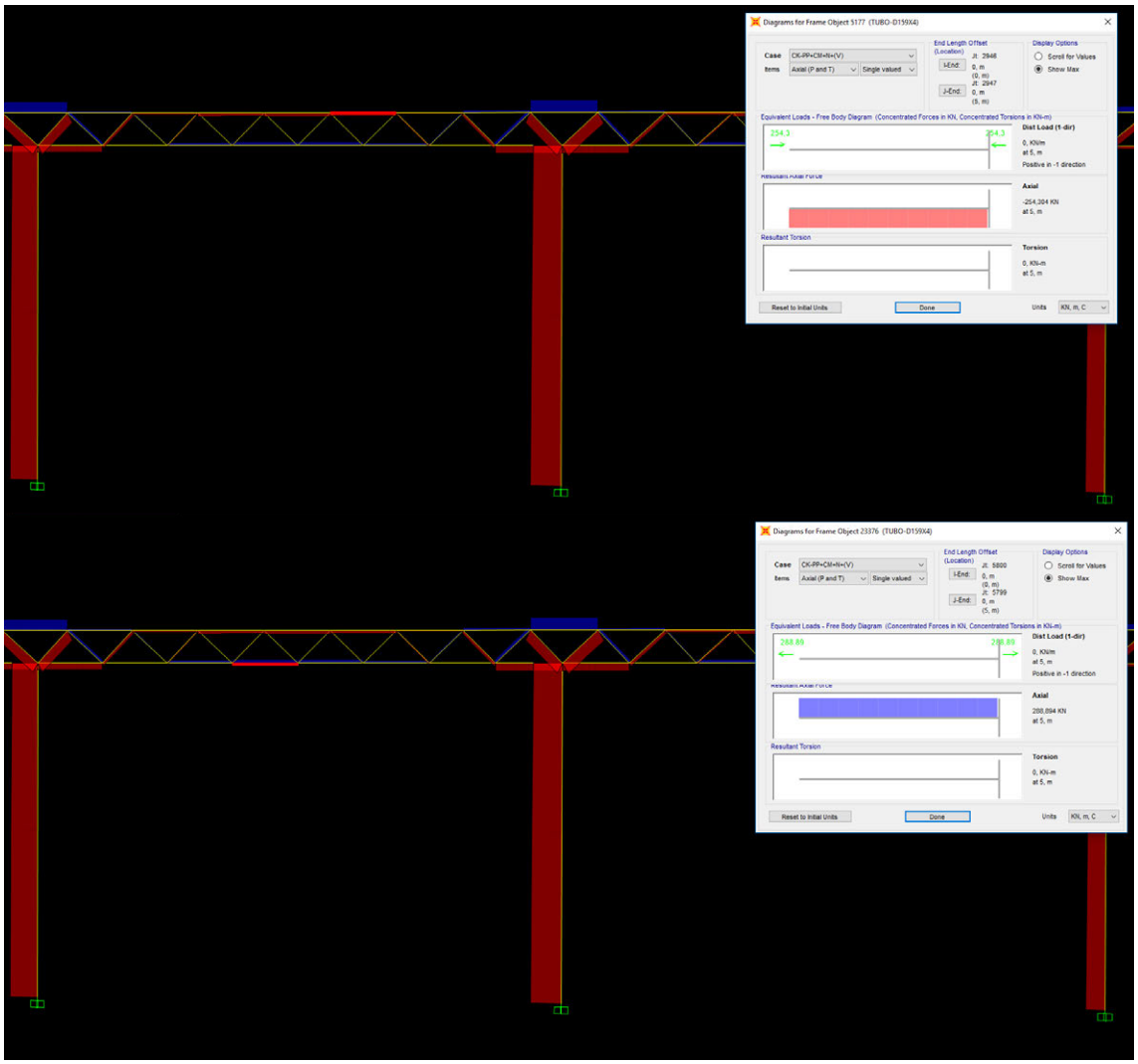
Posteriormente, los datos obtenidos serán utilizados para la comprobación del dimensionado (Apartado 2.4.7).

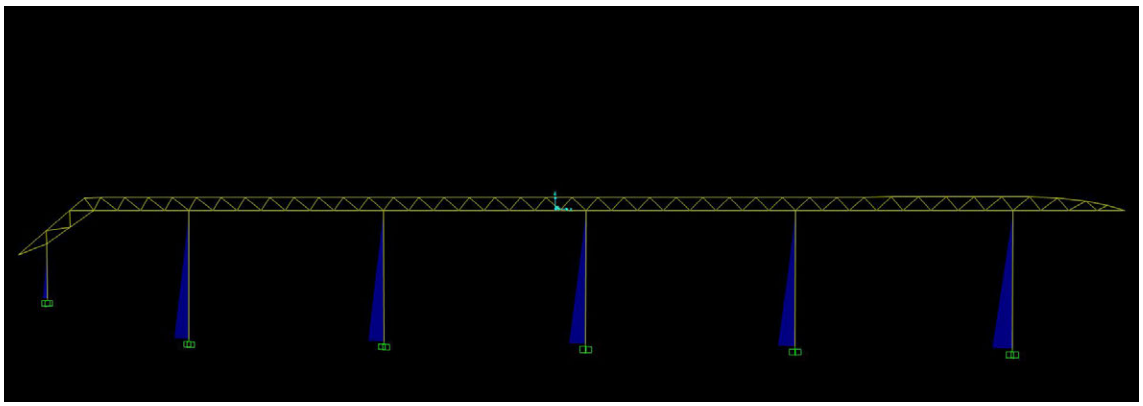


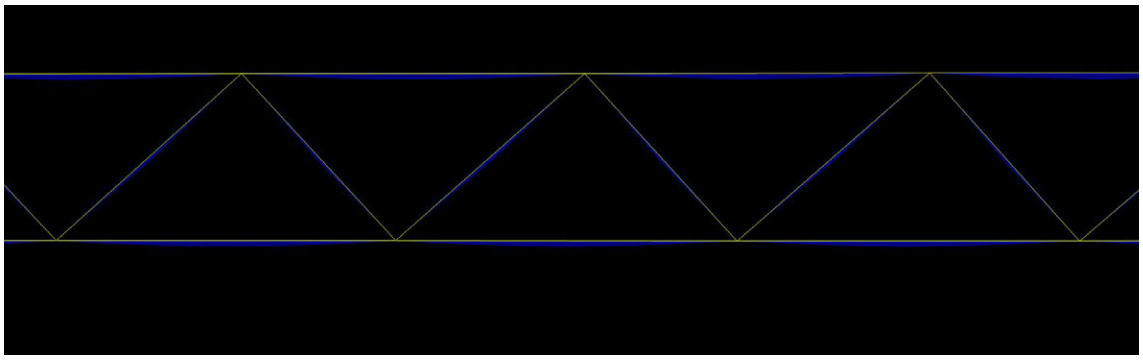
SECCIÓN TRANSVERSAL POR PILARES



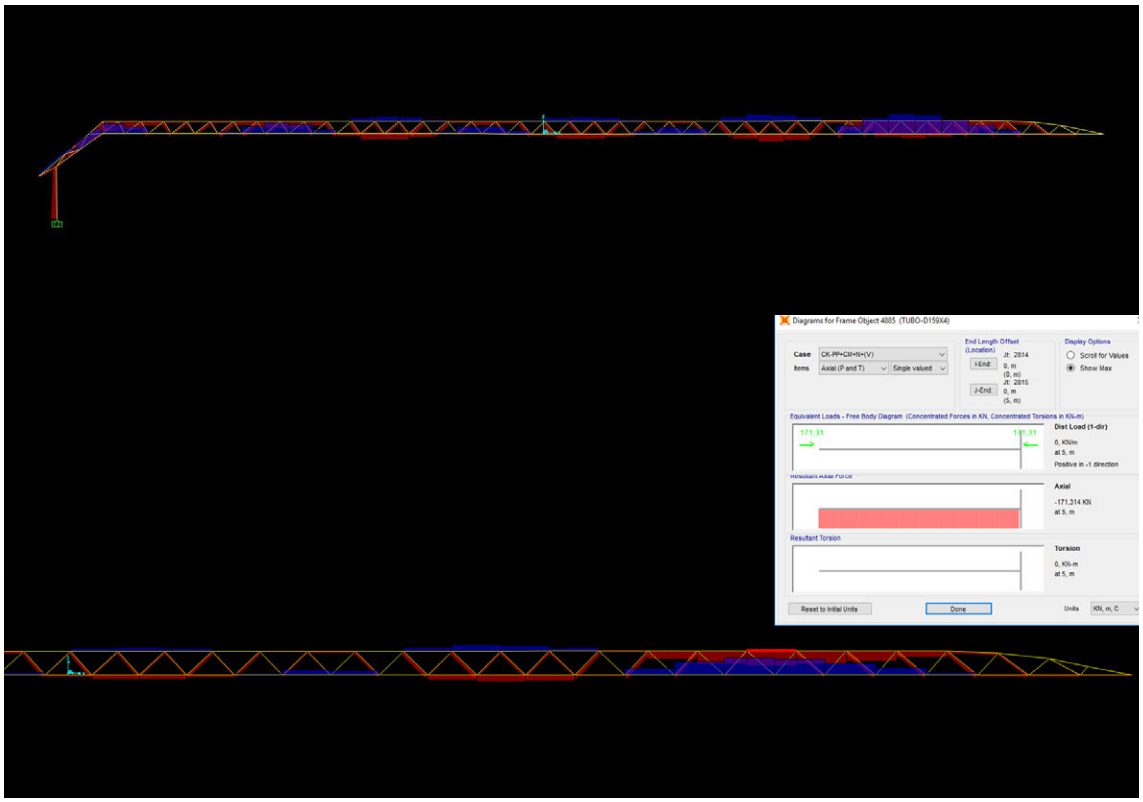

Diagrams for Frame Object 23380 (TUBO-D159X4)
Case
CK-PP+CM+N+(V)
Items
Axial (P and T)
Single valued
End Length Offset (Location)
I-End:
Jt: 5796
0, m
(0, m)
J-End:
Jt: 5795
0, m
(5, m)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Torsions in KN-m)
573,36
573,36
Dist Load (1-dir)
0, KN/m
at 5, m
Positive in -1 direction
Resultant Axial Force
Axial
-573,359 KN
at 5, m
Resultant Torsion
Torsion
0, KN-m
at 5, m
Reset to Initial Units
Done
Units
KN, m, C
Diagrams for Frame Object 5174 (TUBO-D159X4)
Case
CK-PP+CM+N+(V)
Items
Axial (P and T)
Single valued
End Length Offset (Location)
I-End:
Jt: 2949
0, m
(0, m)
J-End:
Jt: 2950
0, m
(5, m)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Torsions in KN-m)
922,6
922,6
Dist Load (1-dir)
0, KN/m
at 5, m
Positive in -1 direction
Resultant Axial Force
Axial
922,602 KN
at 5, m
Resultant Torsion
Torsion
0, KN-m
at 5, m
Reset to Initial Units
Done
Units
KN, m, C
Diagrams for Frame Object 5176 (TUBO-D159X4)
Case
CK-PP+CM+N+(V)
Items
Axial (P and T)
Single valued
End Length Offset (Location)
I-End:
Jt: 2947
0, m
(0, m)
J-End:
Jt: 2948
0, m
(5, m)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Torsions in KN-m)
122,23
122,23
Dist Load (1-dir)
0, KN/m
at 5, m
Positive in -1 direction
Resultant Axial Force
Axial
-122,227 KN
at 5, m
Resultant Torsion
Torsion
0, KN-m
at 5, m
Reset to Initial Units
Done
Units
KN, m, C


Diagrams for Frame Object 5177 (TUBO-D159X4)
Case
CK-PP+CM+N+(V)
Items
Axial (P and T)
Single valued
End Length Offset (Location)
I-End:
J-End:
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Torsions in KN-m)
254.3
254.3
Dist Load (1-dir)
0, KN/m
at 5, m
Positive in -1 direction
Resultant Axial Force
Axial
-254.304 KN
at 5, m
Resultant Torsion
Torsion
0, KN-m
at 5, m
Reset to Initial Units
Done
Units
KN, m, C
Diagrams for Frame Object 23376 (TUBO-D159X4)
Case
CK-PP+CM+N+(V)
Items
Axial (P and T)
Single valued
End Length Offset (Location)
I-End:
J-End:
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Torsions in KN-m)
288.89
288.89
Dist Load (1-dir)
0, KN/m
at 5, m
Positive in -1 direction
Resultant Axial Force
Axial
288.894 KN
at 5, m
Resultant Torsion
Torsion
0, KN-m
at 5, m
Reset to Initial Units
Done
Units
KN, m, C

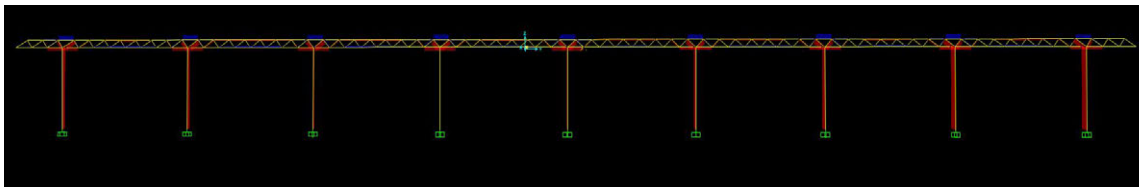


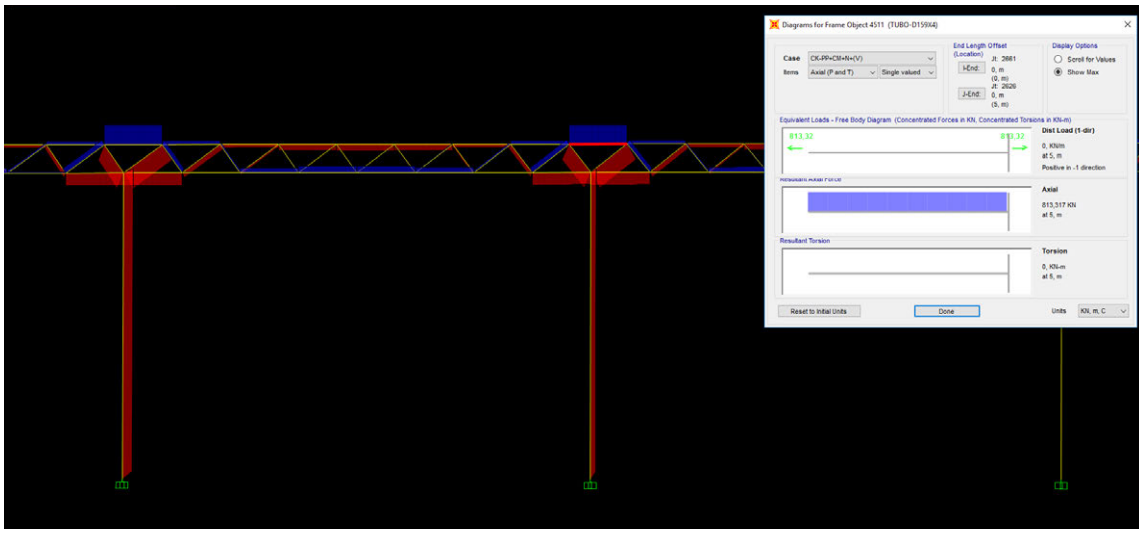


SECCIÓN TRANSVERSAL POR CENTRO DE VANO

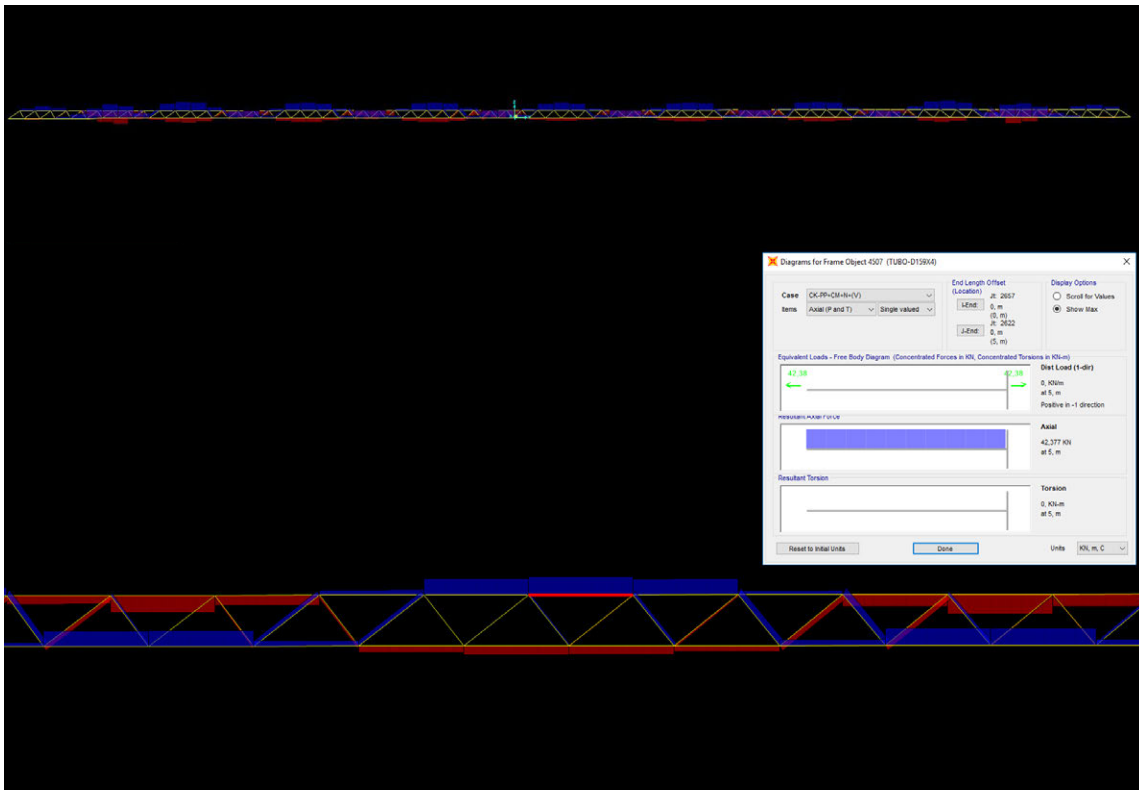


SECCIÓN LONGITUDINAL POR PILAR





SECCIÓN LONGITUDINAL POR CENTRO DE VANO



2.4.5 ESTUDIO DE FLECHA Y COMPROBACIÓN DEL MODELO.

En este estudio se llevará a cabo el estudio de la flecha en los puntos más desfavorables de la cubierta, para su posterior comprobación en el modelo de SAP 2000.

VANOS ENTRE PILARES

Según el apartado 4.3.3 del DB-SE (CTE), la flecha máxima será de:

a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas.

b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.

c) 1/300 en el resto de los casos.

VANOS EN VOLADIZO

En el apartado 4.3.3 del DB-SE (CTE), no aparece ninguna especificación para los voladizos, pero se suele admitir que la flecha permitida es el doble o 1,6 veces en caso de los voladizos unidireccionales, que la permitida en vanos entre pilares.

Por lo que (en nuestro caso):

a) 1/250 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas.

b) 1/200 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas.

c) 1/150 en el resto de los casos.

1. LUCES ENTRE PILARES PRINCIPALES

$d_{entre\ pilares} = 40$ m

$\delta_1 \leq 40/300 \leq 0.13$ m

2. LUCES ENTRE PILARES DE FACHADA

$d_{entre\ pilares} = 5$ m

$\delta_1 \leq 5/300 \leq 0.017$ m

3. LUCES ENTRE PILARES INTERIORES Y PERIMETRALES

$d_{entre\ pilares} = 30$ m

$\delta_1 \leq 30/300 \leq 0.1$ m

4. LUCES ENTRE PILARES EN LA ZONA DE ACCESO

$d_{entre\ pilares} = 75$ m

$\delta_1 \leq 75/300 \leq 0.25$ m

5. LUCES ENTRE PILARES EN EL EXTREMO DEL “ARCO”

$d_{entre\ pilares} = 88$ m

$\delta_1 \leq 88/300 \leq 0.29$ m

6. LUCES EN EL VOLADIZO PIO XII

luz = 20 m

$\delta_1 \leq 20/150 \leq 0.13$ m

7. LUCES EN LOS VOLADIZOS LATERALES / Z. CASTELLANA

Luz = 5 m

$\delta_1 \leq 5/150 \leq 0.033$ m

8. LUCES EN LOS VOLADIZOS LATERALES / ENTRADA VÍAS

Luz = 15 m

$\delta_1 \leq 5/150 \leq 0.1$ m

Tras estudiar las flechas permitidas en los diferentes puntos se lleva a cabo una comprobación de cada uno de estos puntos, comprobando la validez de la flecha en cada uno de estos, excepto en una excepción, la zona de el "arco de entrada" debido a su gran voladizo.

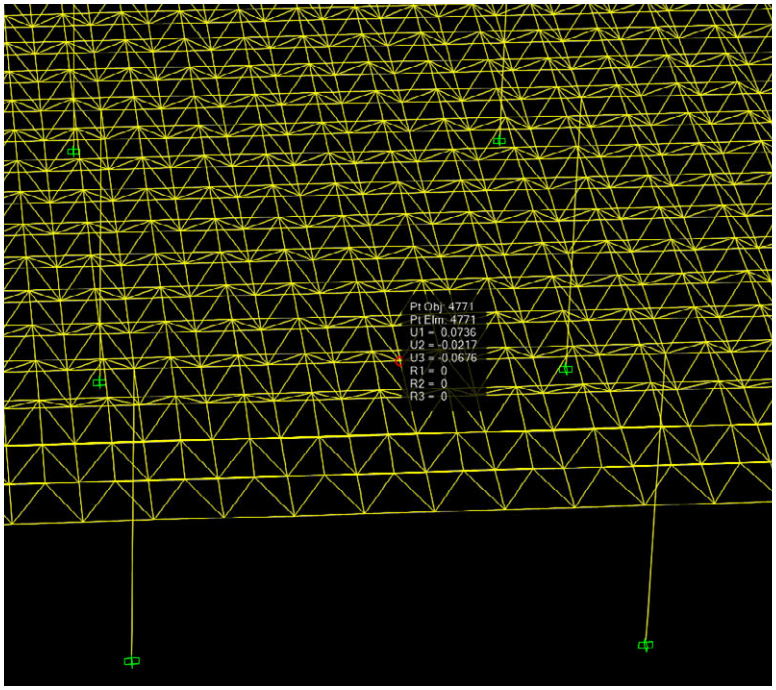


Fig. 15 Flecha más desfavorable entre los pilares sobre vías. APTA (6,76cm) , menor a los 13cm permitidos

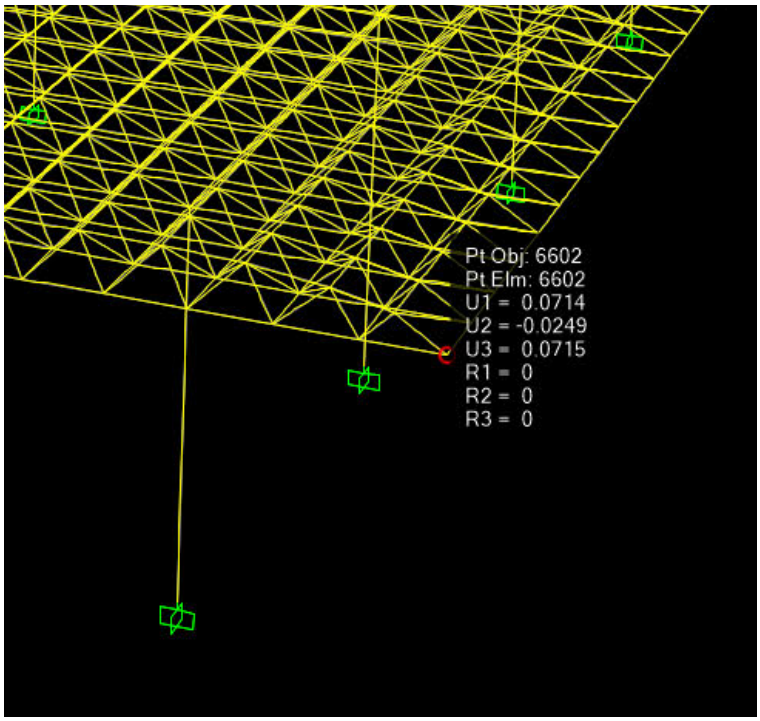


Fig. 16Flecha más desfavorable en el voladizo de Pío XII. APTA (7,14cm) , menor a los 13cm permitidos

Comprobamos como se ha solventado el problema de flecha existente en el modelo anterior mediante el rediseño del "dibujo" de la estructura espacial en esta zona, aumentando el canto espacial y el número de montantes en esta zona de voladizo.

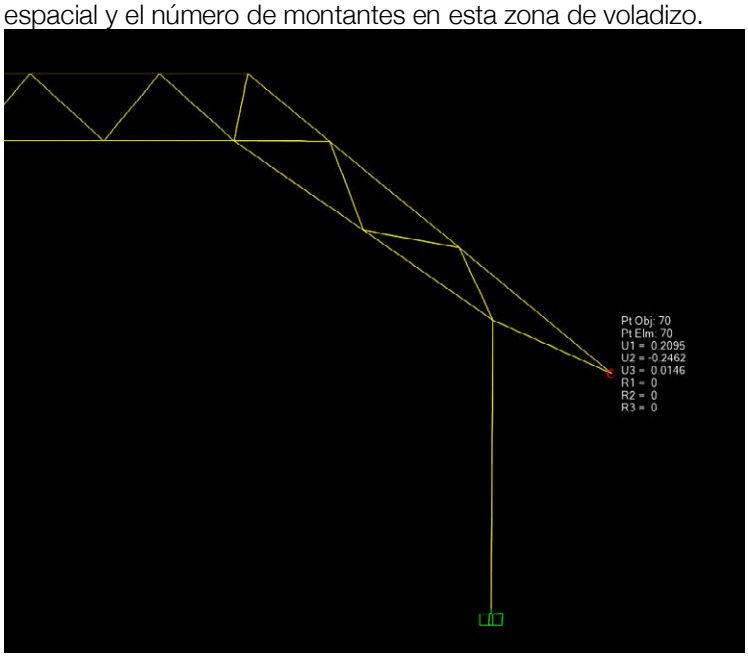


Fig. 17 Flecha más desfavorable en el voladizo lateral de la zona de la Castellana. APTA (1,4cm) , menor a los 3,33 cm permitidos

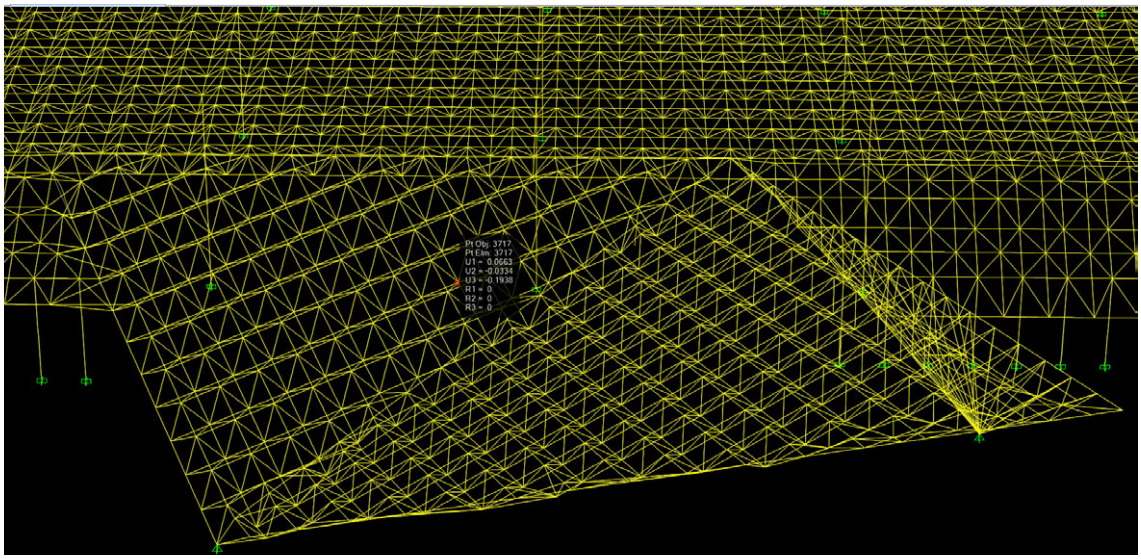


Fig. 18 Flecha más desfavorable en el "Arco de entrada". APTA (19,38cm) , menor a los 25 cm permitidos

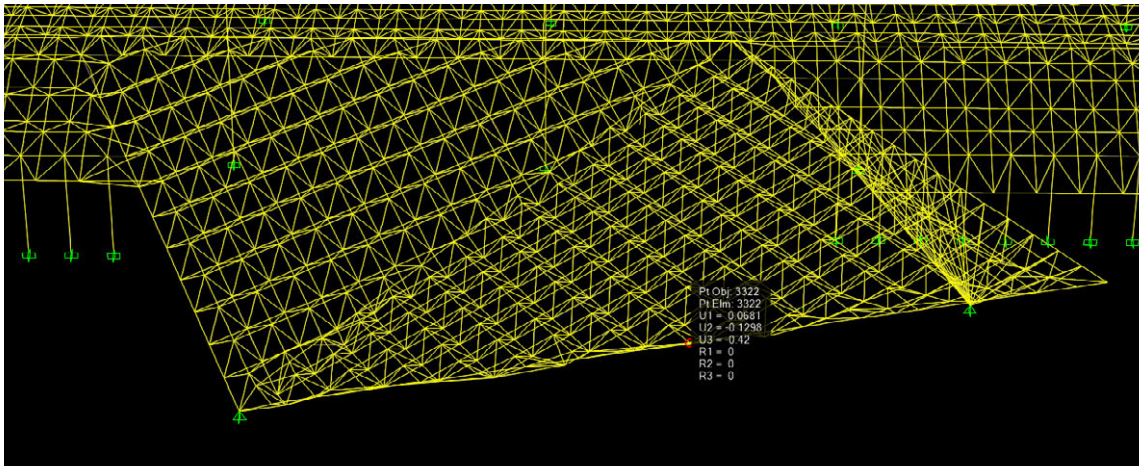


Fig. 19 Flecha más desfavorable en el "Arco de entrada". NO APTA (42cm) , menor a los 29 cm permitidos

Tras detectar un problema de flecha en el "arco de entrada" se realiza un cambio de las barras a un diámetro superior (19.3cm), para realizar un posterior tanteo de flecha.

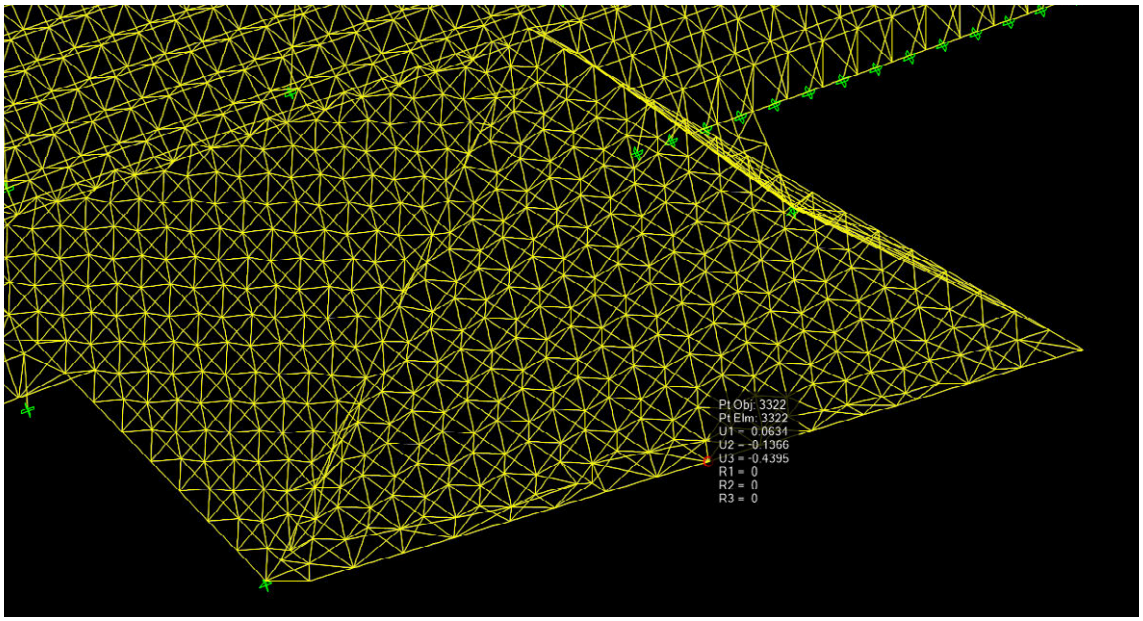


Fig. 20 Flecha más desfavorable en el "Arco de entrada" tras el cambio de diámetro de las barras. NO APTA (43.95cm) , menor a los 29 cm permitidos

Tras el cambio de barra a un diámetro superior, se observa que el problema de flecha no ha disminuido, sino que ha aumentado aún más por el incremento del peso propio de la estructura, por lo que se procede a un segundo tanteo disminuyendo de diámetro a 13.9 las barras sometidas a un menor esfuerzo.

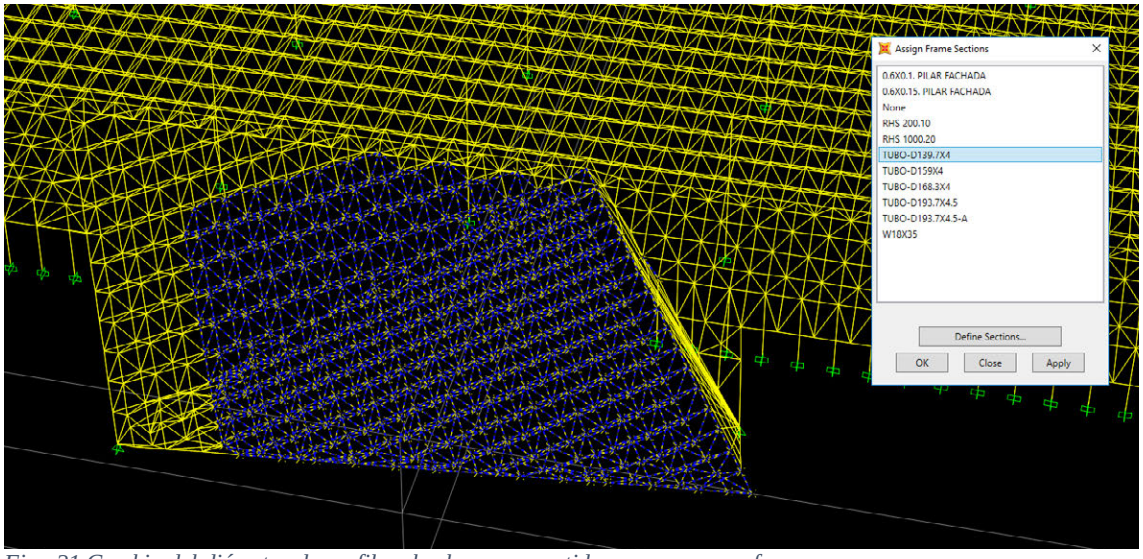


Fig. 21 Cambio del diámetro de perfil en las barras sometidas a un menor esfuerzo

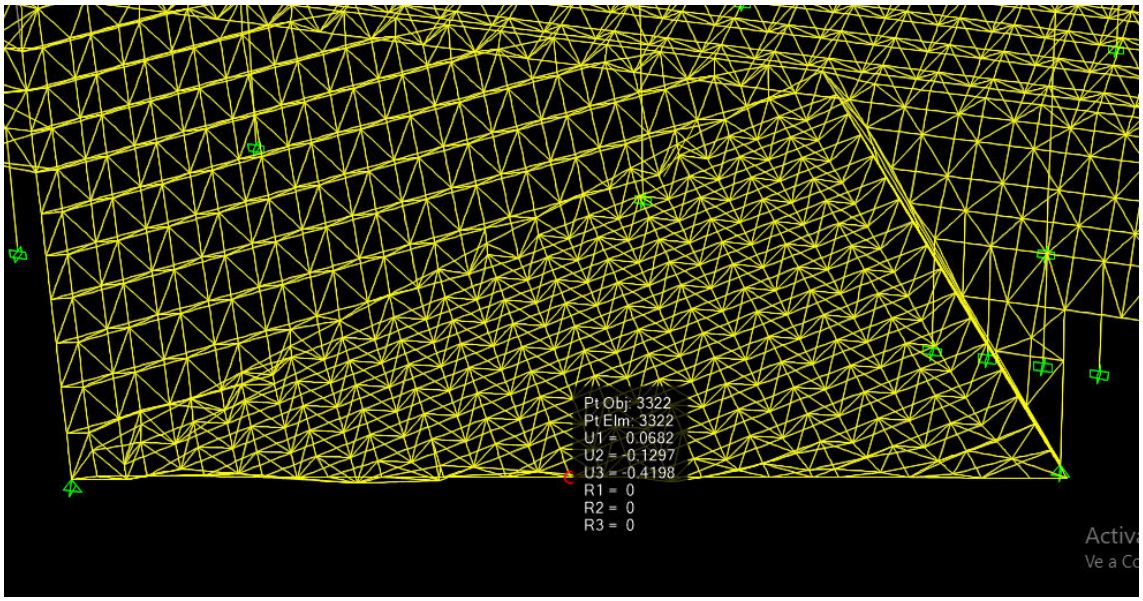
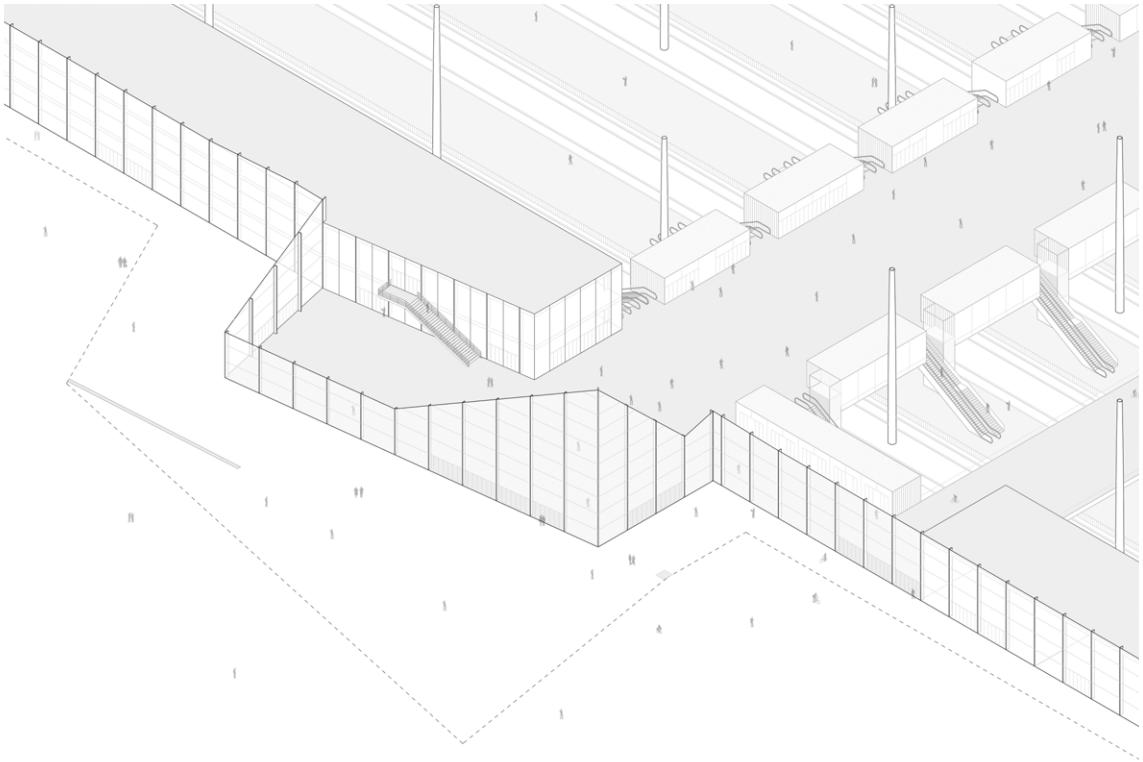


Fig. 22 Flecha más desfavorable en el "Arco de entrada" tras el cambio de diámetro de las barras. NO APTA (41.98cm) , menor a los 29 cm permitidos

Tras el segundo cambio de barra a un diámetro inferior, se observa que el problema de flecha ha aumentado de nuevo respecto al modelo de perfil original.
Se procede a rediseñar la estructura de esta zona de la cubierta.

REDISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL "ARCO DE ENTRADA"

Se realiza un análisis de las diferentes soluciones, y se opta finalmente por utilizar, al igual que el resto del perímetro de la "Zona de la Castellana", los pilares perimetrales necesarios para sustentar la fachada de vidrio continua como pilares estructurales que soportan la cubierta y se unen entre sí mediante una viga de coronación.



Posteriormente se actualizan los cálculos con las nuevas luces, surgidas tras disminuir la distancia entre pilares.

9. LUCES ENTRE PILARES EN LA ZONA DE ACCESO
Con los nuevos pilares

$d_{entre\ pilares} = 40$ m

$\delta_1 \leq 40/300 \leq 0.13$ m

10. LUCES ENTRE PILARES EN EL EXTREMO DEL "ARCO"
Con los nuevos pilares

$d_{entre\ pilares} = 40$ m

$\delta_1 \leq 40/300 \leq 0.13$ m

Finalmente se incorporan estos nuevos pilares al modelo de SAP para proceder a la comprobación final de la flecha en esta zona de la cubierta. Tras este proceso, se procede a un primer tanteo de el dimensionado, tanto de los nuevos pilares introducidos, como de las zonas de la cubierta donde estos apoyan, para poder asegurarnos de que la estructura de la cubierta en esta nueva zona sigue siendo apta.

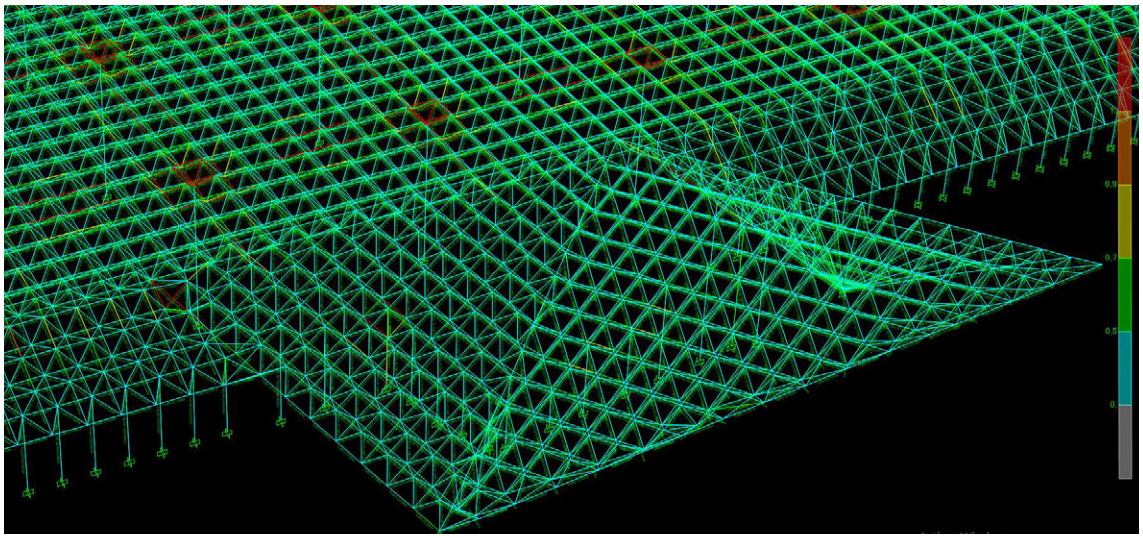


Fig. 23 Comprobación del dimensionado tras introducir los nuevos pilares perimetrales

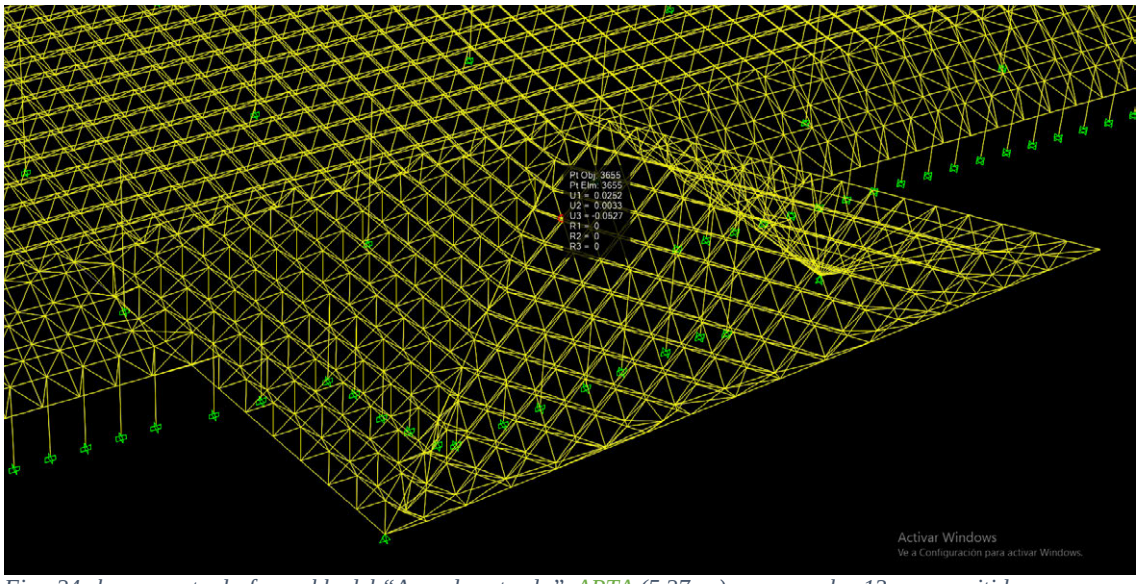


Fig. 24 cha en punto desfavorable del "Arco de entrada". APTA (5,27cm) , menor a los 13 cm permitidos

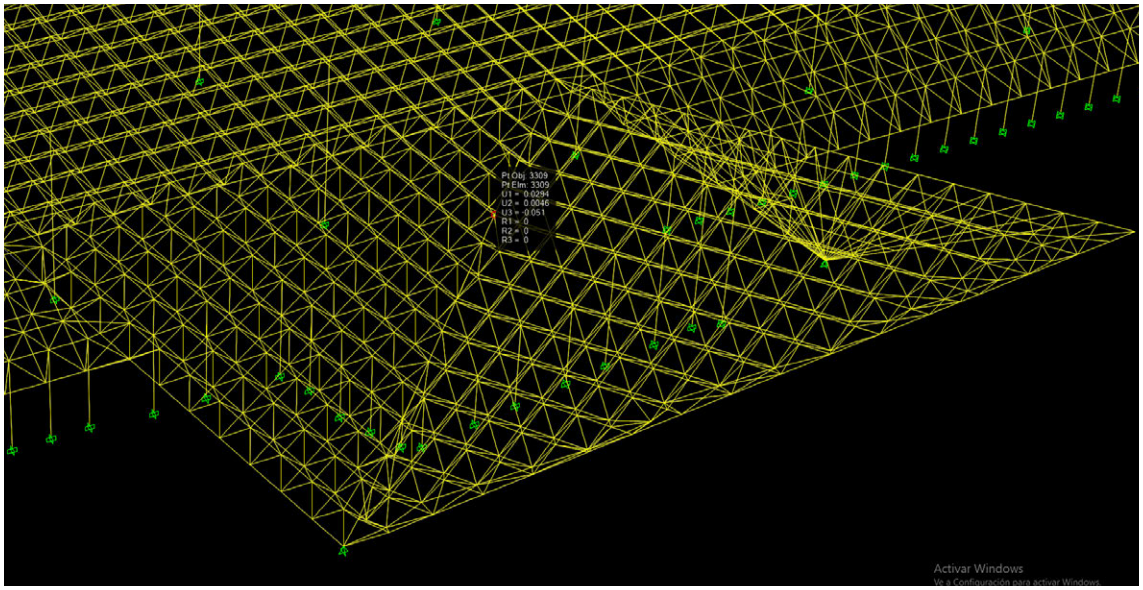


Fig. 25 cha en punto desfavorable del "Arco de entrada". APTA (5,01cm) , menor a los 13 cm permitidos

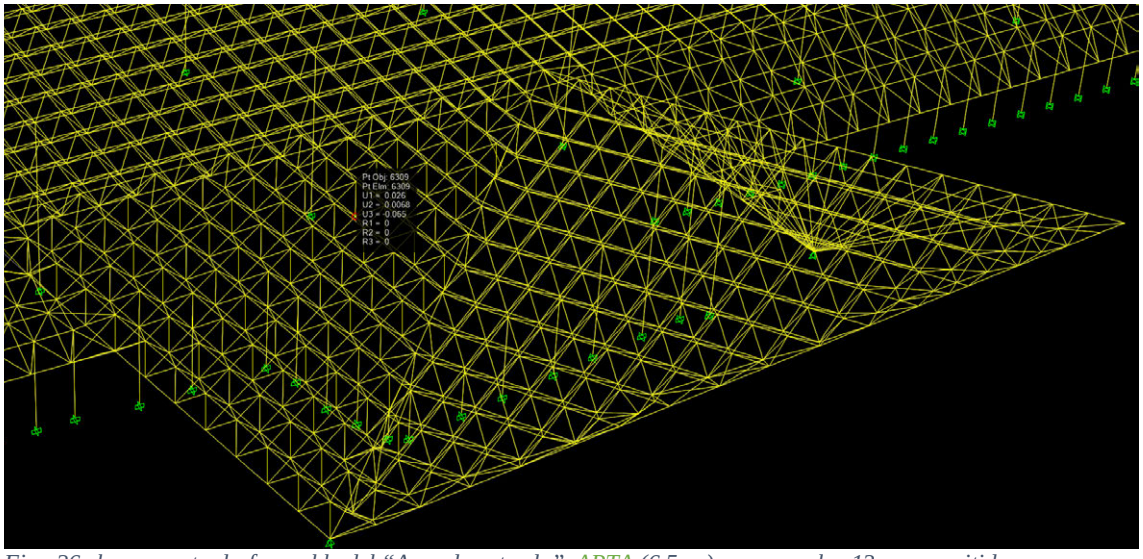


Fig. 26 cha en punto desfavorable del "Arco de entrada". APTA (6,5cm) , menor a los 13 cm permitidos

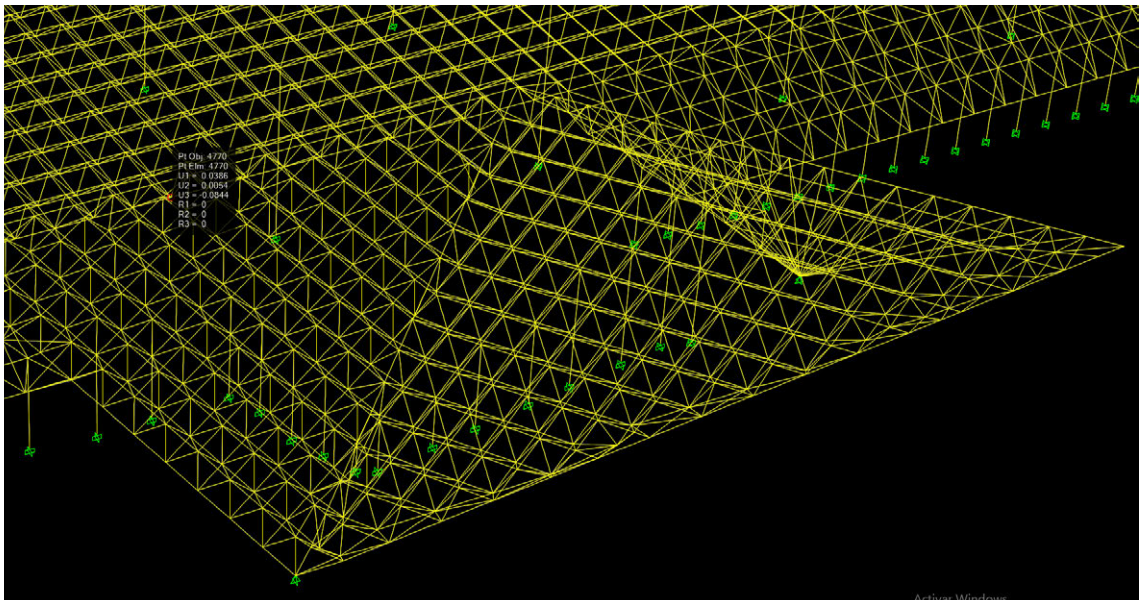


Fig. 27 cha en punto desfavorable del "Arco de entrada". APTA (8,44cm) , menor a los 13 cm permitidos

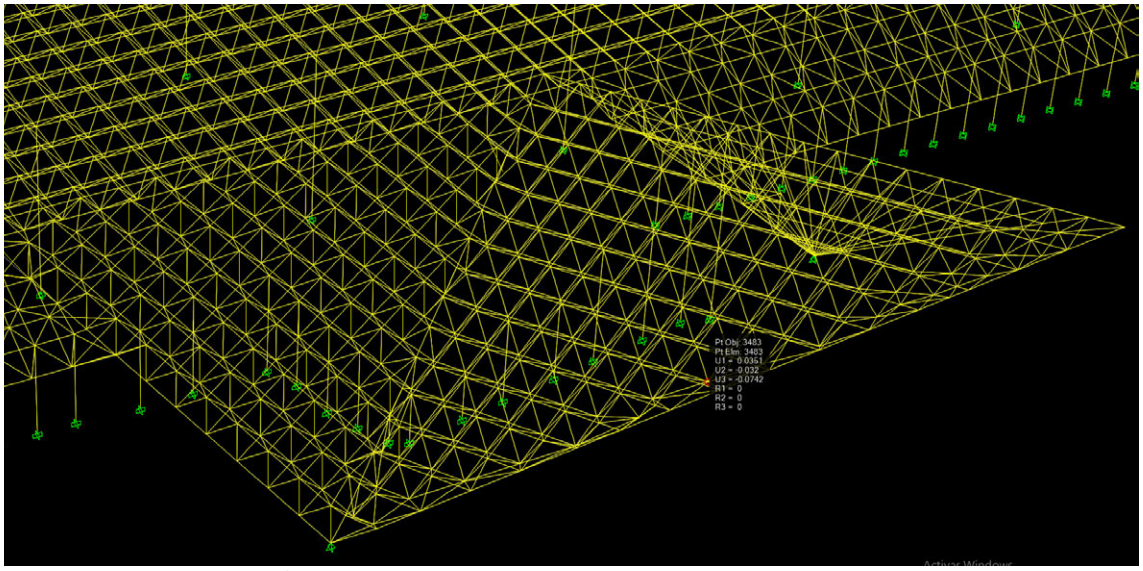


Fig. 28 Flecha en punto desfavorable del "Arco de entrada". APTA (7,42cm) , menor a los 13 cm permitidos

Tras la incorporación de los pilares, se ha procedido a una comprobación de los puntos más desfavorables de esta zona de la cubierta, verificando que la FLECHA es APTA en esta zona de la cubierta.

2.4.6 ESTUDIO DE MOVIMIENTOS HORIZONTALES Y COMPROBACIÓN DEL MODELO.

En el CTE, se limitan los desplazamientos horizontales a 1/500 de la altura total del edificio y 1/250 de la altura entre plantas. También aparecen limitaciones de flecha según otras consideraciones especiales. (DB/SE Artículo 4.3.3)

1. MOVIMIENTO PERMITIDO EN LA CABEZA DE PILARES INTERIORES

$H_{pilar} = 24{,}9$ m

$\delta_1 \leq 24{,}9/500 \leq 0.048$ m

2. MOVIMIENTO PERMITIDO EN LA CABEZA DE PILARES DE FACHADA

$H_{pilar} = 14$ m

$\delta_1 \leq 14/500 \leq 0.028$ m

Tras el calculo de los movimientos permitidos en la estructura, se ha procedido a la comprobación de los movimientos resultantes de la aplicación de las cargas térmicas al modelo y la comprobación del momento en el pilar más desfavorable.

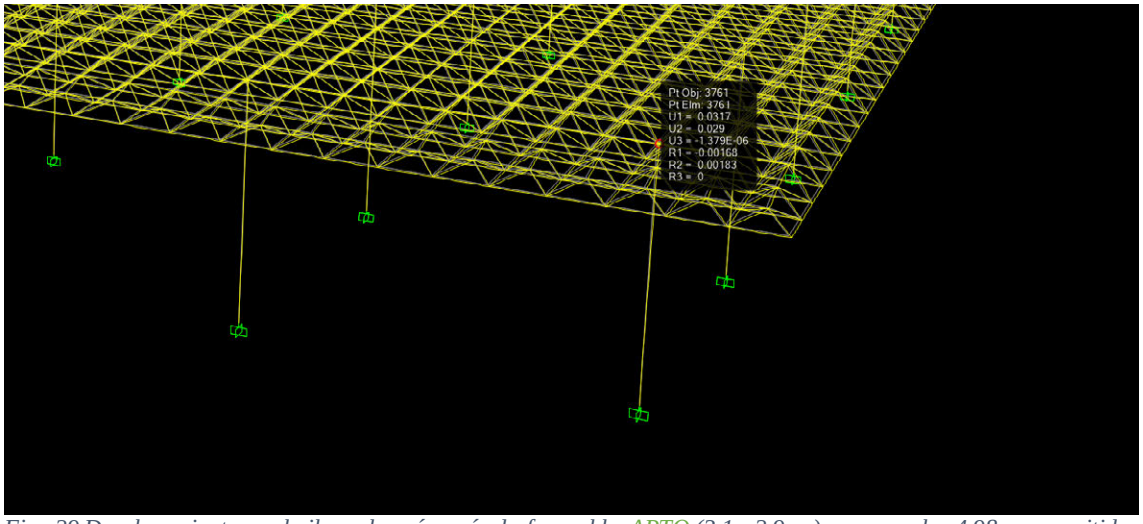


Fig. 29 Desplazamiento en el pilar sobre vías más desfavorable. APTO (3,1 y 2,9cm) , menor a los 4,98 cm permitidos

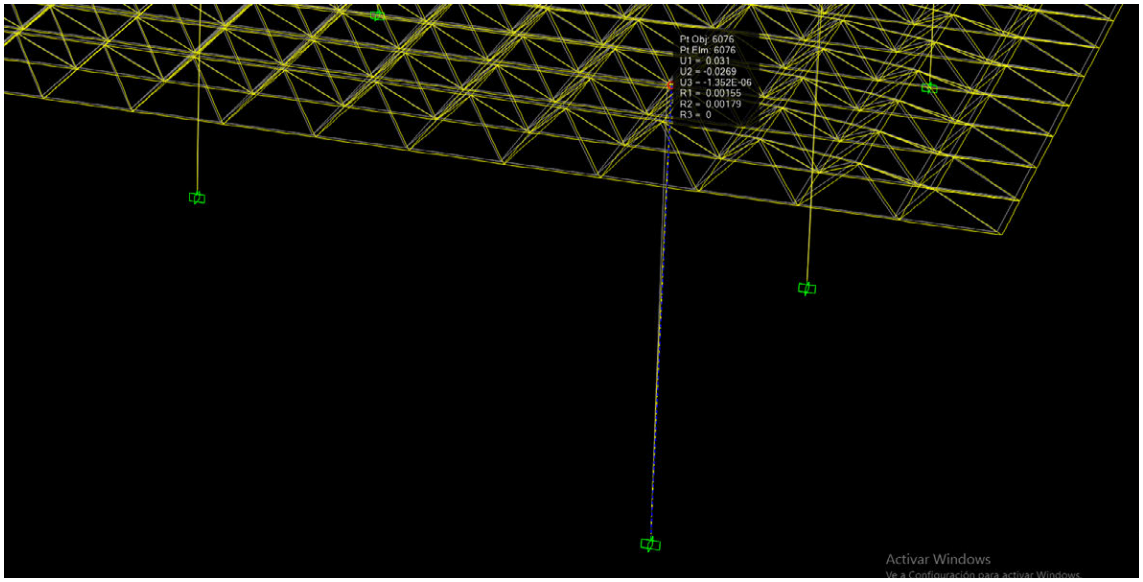


Fig. 30 Momento en el pilar sobre vías más desfavorable.

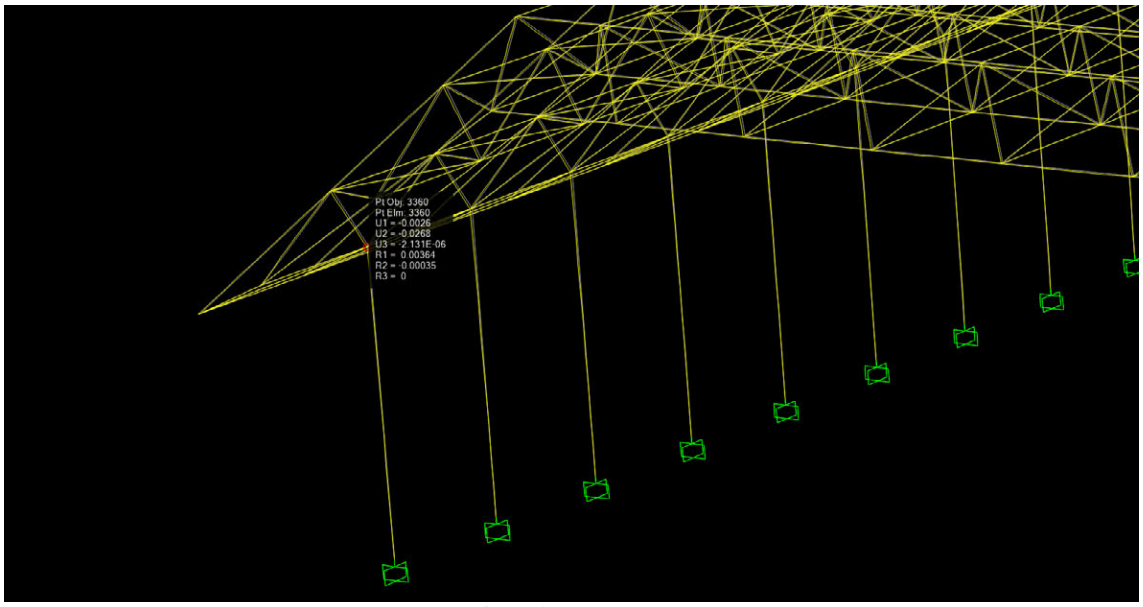
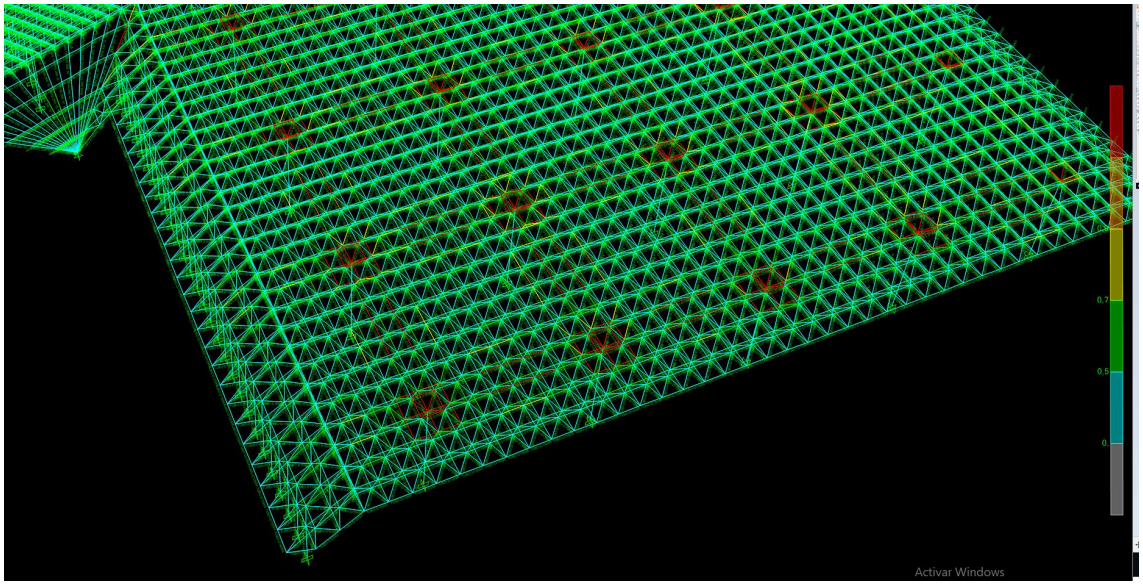


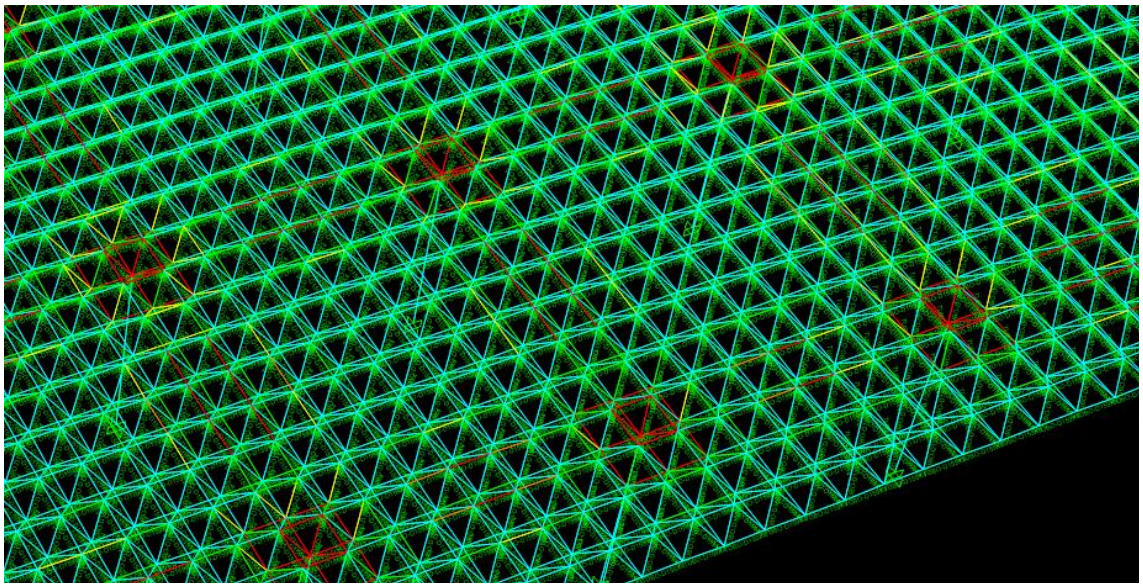
Fig. 31 Desplazamiento en el pilar perimetral más desfavorable. APTO (0,2 y 2,6 cm) , menor a los 2,8 cm permitidos

2.4.7 COMPROBACIÓN FINAL DEL DIMENSIONADO ELEGIDO EN LA ESTRUCTURA DE LA CUBIERTA.

Finalmente, tras las modificaciones realizadas en la estructura, se ha realizado una comprobación del dimensionado mediante varias formas.

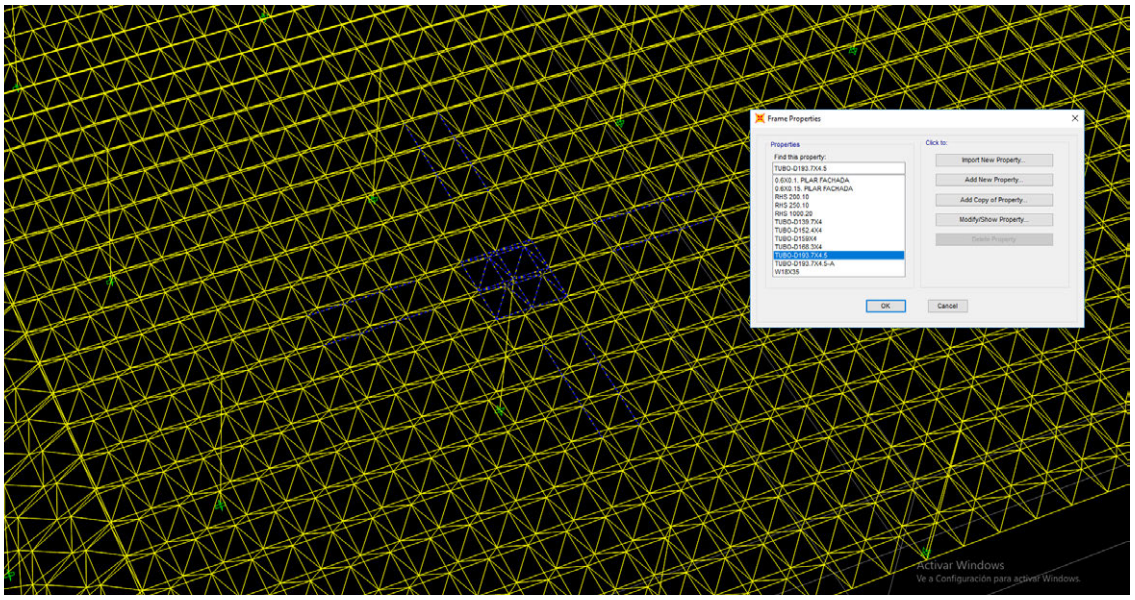
La primera, ha sido el análisis de dimensionado de SAP y finalmente ha sido verificado mediante una comprobación propia. Para realizar la verificación final, primero se ha realizado el cambio en los perfiles que se había detectado que era necesario reforzarlos, mediante un mayor diámetro de barra.





Tras el análisis de SAP, podemos apreciar que es necesario reforzar las zonas de la estructura espacial cercanas a los apoyos de pilares y las zonas del centro de vano, en las que ya se había constatado en el análisis de esfuerzos un axil elevado.

Se opta por el cambio del diámetro de estas barras de acero 355 hueco de15.9 cm de diámetro y 4mm de espesor de acero a barras del mismo acero y de 19.33cm de diámetro y 4.5mm de espesor.



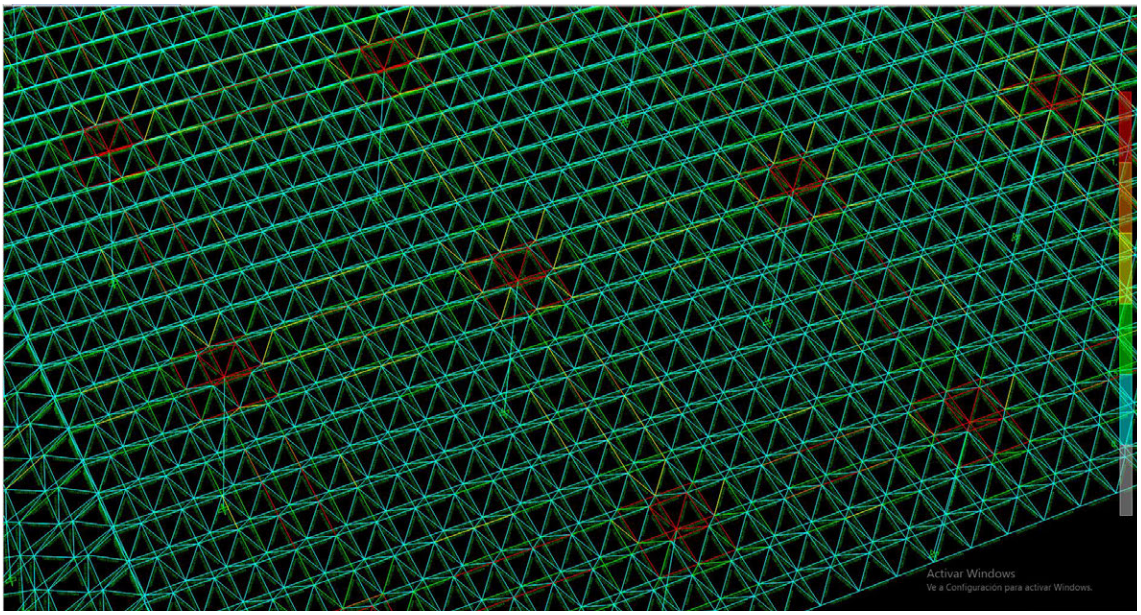
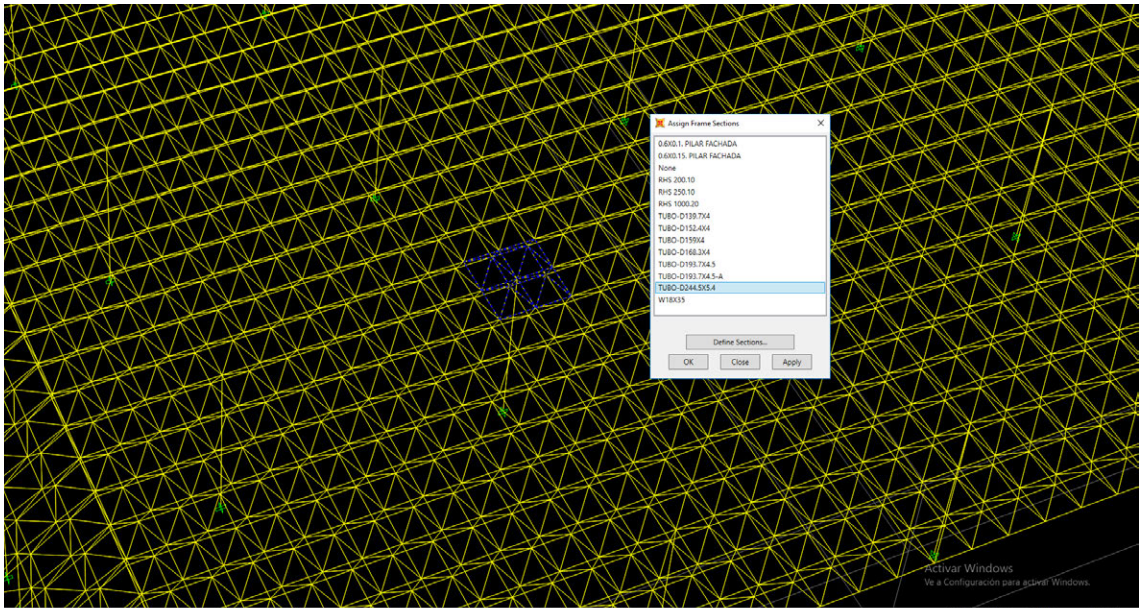


Fig. 32 Análisis de dimensionado realizado por SAP2000 tras el cambio de barras 1º

Tras el cambio de las barras, se realiza un nuevo análisis de dimensionado en el programa SAP 2000, en el que podemos apreciar que se ha solventado el problema en el centro del vano, pero sigue siendo necesario volver a aumentar el diámetro de las barras cercanas al apoyo del pilar.

Se opta por el cambio del diámetro de estas barras de acero 355 hueco de19.33 cm de diámetro y 4.5 mm de espesor de acero a barras del mismo acero y de 24.4 cm de diámetro y 5.4 mm de espesor.



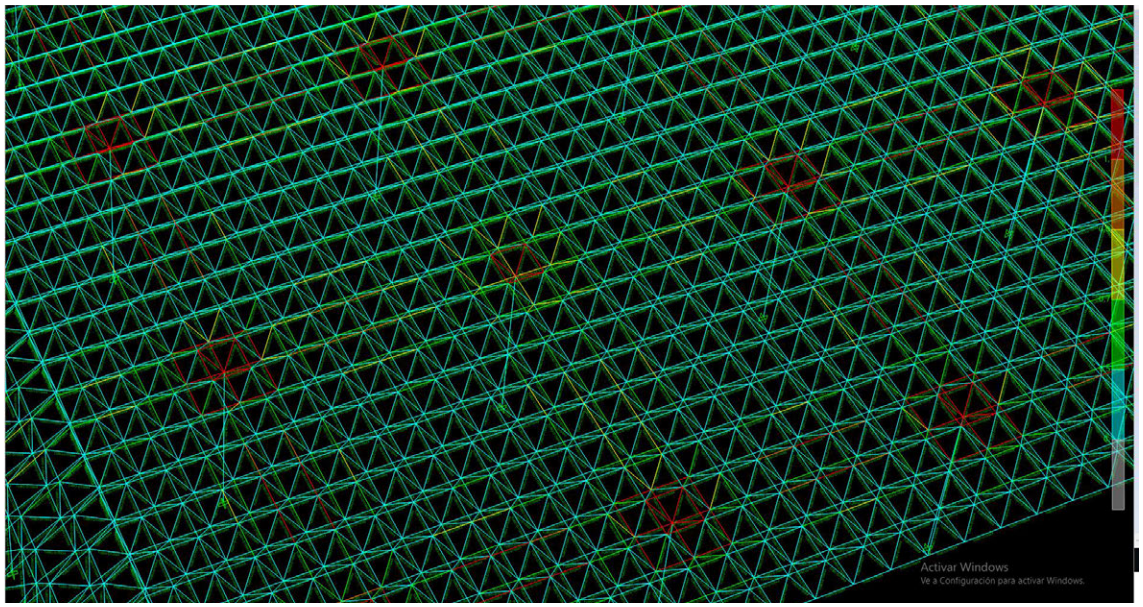
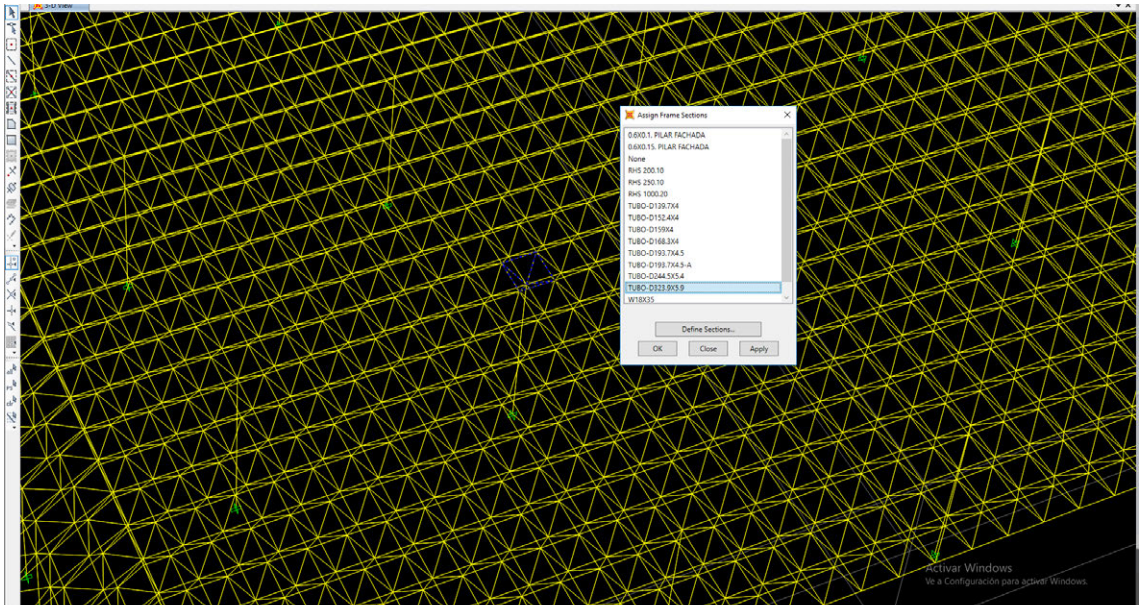


Fig. 33 Análisis de dimensionado realizado por SAP2000 tras el cambio de barras 2º

Tras el segundo cambio del diámetro y espesor de las barras, se realiza un nuevo análisis de dimensionado en el programa SAP 2000, en el que podemos apreciar que se ha solventado el problema en la casi totalidad de las barras cercanas al apoyo, pero sigue siendo necesario volver a aumentar el diámetro de 8 de estas barras, los 4 montantes y 4 barras superiores, en los que los esfuerzos cotejados en el apartado 2.2.4 eran mayores.

Se opta por el cambio del diámetro de estas barras de acero 355 hueco de 24.4 cm de diámetro y 5.4 mm de espesor de acero a barras del mismo acero y de 32.3 cm de diámetro y 5.9 mm de espesor.



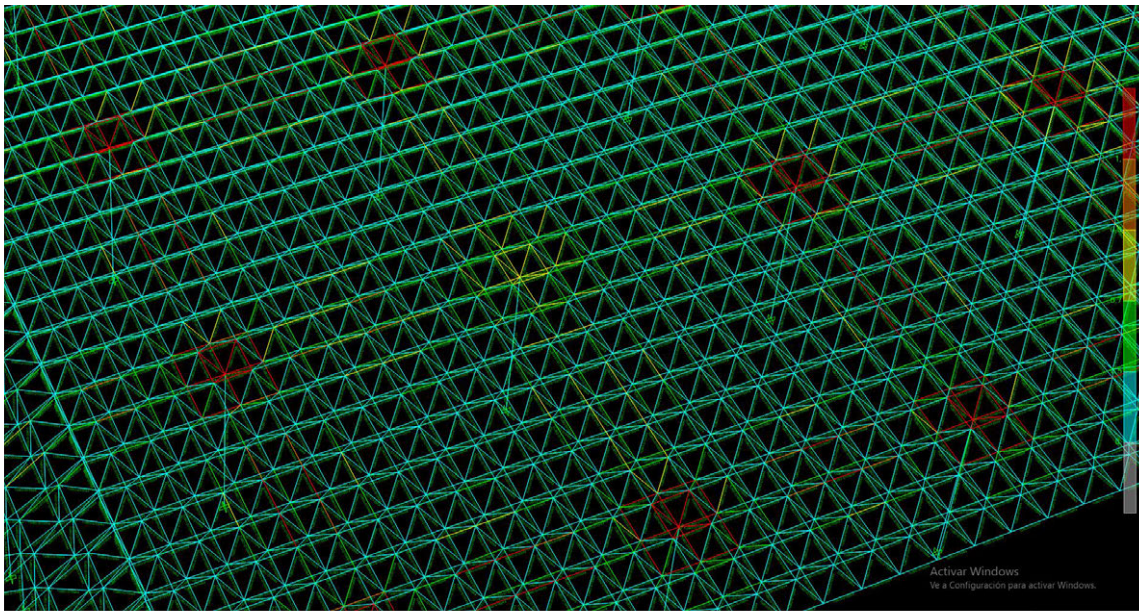


Fig. 34 Análisis de dimensionado realizado por SAP2000 tras el cambio de barras 3º

Tras el tercer cambio del diámetro y espesor de las barras, se realiza un nuevo análisis del dimensionado en el programa SAP 2000. En este podemos comprobar que el problema en el dimensionado inicial de las barras ha sido resuelto, por lo que se procederá a una comprobación final de dimensionado a través de los axiles, en la que se coteje que los resultados de dimensionado ofrecidos por SAP son correctos y coinciden con el dimensionado propio.

COMPROBACIÓN DE BARRAS

Para el dimensionado correcto de los perfiles utilizados en la estereoestructura, se ha llevado a cabo una comprobación del predimensionado obtenido mediante el estudio de los axiles obtenidos mediante el programa SAP2000 de los elementos más singulares:

1. BARRAS A TRACCIÓN:

CASO 1: Barra Superior . Refuerzo en la zona de apoyo.
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 32,39cm / T(e)= 5,9 mm
$\alpha = 10 KN/m^2$
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

$$\sigma = N_d / A \leq f_{yd} = 922{,}6 / 29{,}75 = 31 < f_{yd}(33{,}8)$$

$N_d = 922{,}6$ KN

$A_{acero} = \pi \cdot (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 29{,}75\ cm^2$

La tensión es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

CASO 2: Barra Inferior . Centro de Vano.
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 15,9cm / T(e)= 4 mm
α = 10KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

$\sigma = N_d / A \leq f_{yd} = 288,9 / 9,86 = 29,28 < f_{yd}(33,8)$

$N_d = 288,9$ KN

$A_{acero} = \pi . (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 19,35$ cm^2

La tensión es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

CASO 3: Barra superior . Zona pilar.
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 32,39cm / T(e)= 5,9 mm
α = 10KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

$\sigma = N_d / A \leq f_{yd} = 813,317 / 29,75 = 27,33 < f_{yd}(33,8)$

$N_d = 813,317$ KN

$A_{acero} = \pi . (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 29,75$ cm^2

La tensión es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

CASO 4: Barra superior en centro de vano
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 15,9cm / T(e)= 4 mm
α = 10KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

$\sigma = N_d / A \leq f_{yd} = 42,38 / 9,86 = 4,29 <<< f_{yd}(33,8)$

$N_d = 42,38$ KN

$A_{acero} = \pi . (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 9,86$ cm^2

La tensión es MUCHO menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO. Podría elegirse una dimensión menor, el redimensionado se descarta debido a la idea de construir una estructura modular de barras cuando sea posible de iguales características.

2. BARRAS A COMPRESIÓN:

CASO 1: Barra inferior . Refuerzo en la zona de apoyo.
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 32,39cm / T(e)= 5,9 mm / L_k= 5m
α = 10KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

Para que el dimensionado de los pilares a pandeo sea correcto, su tensión no puede ser mayor que la máxima tensión del material:

$$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd}$$

N_d = 573,359 KN

$A_{acero} = \pi \cdot (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 29,75\ cm^2$

χ - Para poder conocer su valor calculamos:

$$\lambda = \sqrt{(A_{acero} \cdot f_{yd} / N_{critica})} = \sqrt{(29,74 \cdot 33,8 / 3175,48)} = 0,56$$

$$N_{critica} = (\pi / L_k)^2 . E. I = (\pi / 500)^2 . 21000 . 3830,28 = 3175,48\ KN$$

$$I = \pi / 4 \cdot (r_{ext}^4 - r_{int}^4) = 3830,28\ cm^4$$

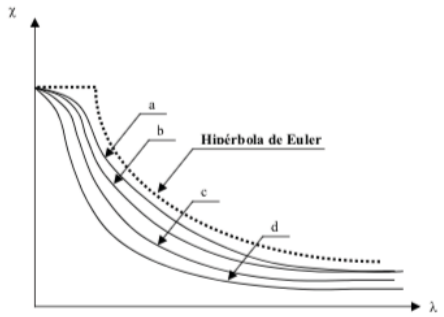


Figura 4.3

Según la tabla 4.3 del CTE:
X = 0,90

$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd}$ = 573,36 / 29,75 . 0,90 = 21,41< f_{yd}

La tensión del pilar es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

$\bar{\lambda}$	Coeficiente χ				
	Curva a_0	Curva a	Curva b	Curva c	Curva d
0.2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.4	0.97	0.95	0.93	0.90	0.85
0.6	0.93	0.89	0.84	0.79	0.71
0.8	0.85	0.80	0.72	0.66	0.58
1.0	0.73	0.67	0.60	0.54	0.47
1.2	0.57	0.53	0.48	0.43	0.38
1.4	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31
1.6	0.35	0.32	0.31	0.28	0.25
1.8	0.28	0.27	0.25	0.23	0.21
2.0	0.23	0.22	0.21	0.20	0.18

CASO 2: Barra zona centro de Vano. Barra reforzada
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 19,37cm / T(e)= 4,5 mm / L_k= 5m
α = 10KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

Para que el dimensionado de los pilares a pandeo sea correcto, su tensión no puede ser mayor que la máxima tensión del material:

$$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd}$$

N_d = 254,3 KN

$A_{acero} = \pi \cdot (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 13,53\ cm^2$

χ - Para poder conocer su valor calculamos:

$\lambda = \sqrt{(A_{acero} \cdot f_{yd} / N_{critica})} = \sqrt{(13,53 \cdot 33,8 / 514,09)} = 0,943$

$N_{critica} = (\pi / L_k)^2 . E . I = (\pi / 500)^2 . 21000 . 620,10 = 514,09$ KN

$I = \pi / 4 \cdot (r_{ext}^4 - r_{int}^4) = 620,10\ cm^4$

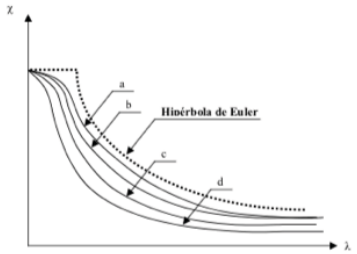


Figura 4.3

Según la tabla 4.3 del CTE:
χ = 0,73

$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd} = 254,3 / 13,53 \cdot 0,73 = 21,41 < f_{yd}$

La tensión del pilar es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

$\bar{\lambda}$	Coeficiente χ				
	Curva a_o	Curva a	Curva b	Curva c	Curva d
0.2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.4	0.97	0.95	0.93	0.90	0.85
0.6	0.93	0.89	0.84	0.79	0.71
0.8	0.85	0.80	0.72	0.66	0.58
1.0	0.73	0.67	0.60	0.54	0.47
1.2	0.57	0.53	0.48	0.43	0.38
1.4	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31
1.6	0.35	0.32	0.31	0.28	0.25
1.8	0.28	0.27	0.25	0.23	0.21
2.0	0.23	0.22	0.21	0.20	0.18

CASO 3: Barra zona apoyo pilar superior.
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 15,9cm / T(e)= 4 mm / L_k= 5m
α = 10KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

Para que el dimensionado de los pilares a pandeo sea correcto, su tensión no puede ser mayor que la máxima tensión del material:

$$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd}$$

N_d = 122,23 KN

$A_{acero} = \pi \cdot (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 9,86\ cm^2$

χ - Para poder conocer su valor calculamos:

$$\lambda = \sqrt{(A_{acero} \cdot f_{yd} / N_{critica})} = \sqrt{(9,86 \cdot 33,8 / 252,02)} = 0,943$$

$$N_{critica} = (\pi / L_k)^2 \cdot E \cdot I = (\pi / 500)^2 \cdot 21000 \cdot 303,99 = 252,02\ KN$$

$$I = \pi / 4 \cdot (r_{ext}^4 - r_{int}^4) = 303,99\ cm^4$$

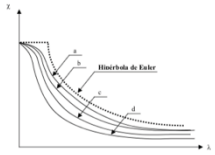


Figura 4.3

$\bar{\lambda}$	Coeficiente χ				
	Curva a_0	Curva a	Curva b	Curva c	Curva d
0.2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.4	0.97	0.95	0.93	0.90	0.85
0.6	0.93	0.89	0.84	0.79	0.71
0.8	0.85	0.80	0.72	0.66	0.58
1.0	0.73	0.67	0.60	0.54	0.47
1.2	0.57	0.53	0.48	0.43	0.38
1.4	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31
1.6	0.35	0.32	0.31	0.28	0.25
1.8	0.28	0.27	0.25	0.23	0.21
2.0	0.23	0.22	0.21	0.20	0.18

Según la tabla 4.3 del CTE:
X = 0,55

$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd} = 122,23 / 9,86 \cdot 0,55 = 22,5 < f_{yd}$

La tensión del pilar es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

CASO 4: Barra zona apoyo pilar superior.
Material: Acero S355
Dimensiones: Ø = 15,9cm / T(e)= 4 mm / L_k= 5m
α = 10KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

Para que el dimensionado de los pilares a pandeo sea correcto, su tensión no puede ser mayor que la máxima tensión del material:

$$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd}$$

N_d = 122,23 KN

$A_{acero} = \pi \cdot (r_{ext}^2 - r_{int}^2) = 9,86\ cm^2$

χ - Para poder conocer su valor calculamos:

$$\lambda = \sqrt{(A_{acero} \cdot f_{yd} / N_{critica})} = \sqrt{(9,86 \cdot 33,8 / 252,02)} = 0,943$$

$N_{critica}=(\pi/L_k)^2 . E . I = (\pi/500)^2 . 21000 . 303,99 = 252,02$ KN

$I = \pi/4 . (r_{ext}^4 - r_{int}^4) = 303,99$ cm^4

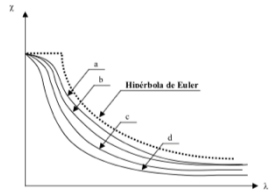


Figura 4.3

$\bar{\lambda}$	Coeficiente χ				
	Curva a_0	Curva a	Curva b	Curva c	Curva d
0.2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.4	0.97	0.95	0.93	0.90	0.85
0.6	0.93	0.89	0.84	0.79	0.71
0.8	0.85	0.80	0.72	0.66	0.58
1.0	0.73	0.67	0.60	0.54	0.47
1.2	0.57	0.53	0.48	0.43	0.38
1.4	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31
1.6	0.35	0.32	0.31	0.28	0.25
1.8	0.28	0.27	0.25	0.23	0.21
2.0	0.23	0.22	0.21	0.20	0.18

Según la tabla 4.3 del CTE:

$X = 0,55$

$\sigma = N_d / A . X \leq f_{yd} = 122,23 / 9,86 . 0,55 = 22,5 < f_{yd}$

La tensión del pilar es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

2.4.8 DIMENSIONADO Y COMPROBACIÓN DE LOS PILARES

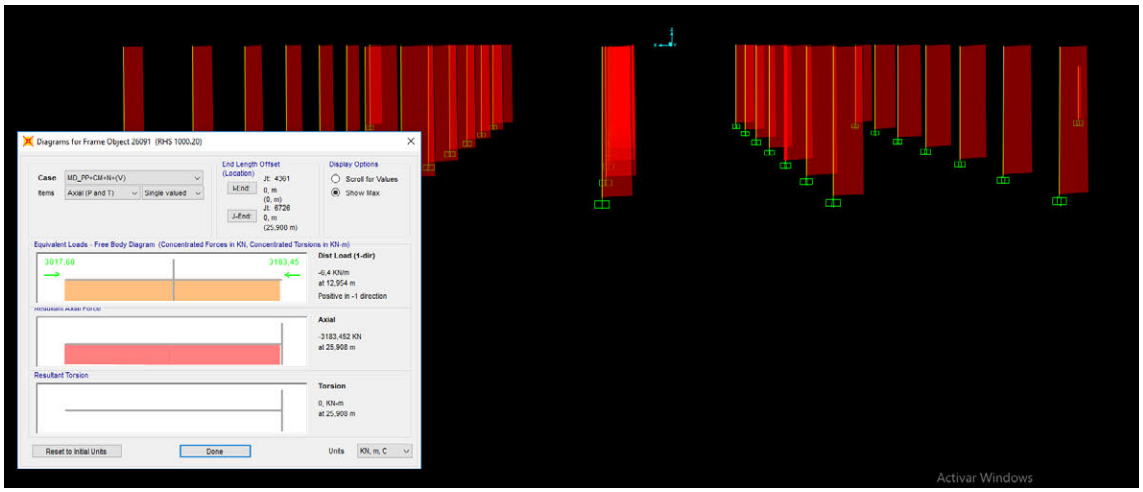


Fig. 35 Axiles del pilar más desfavorable

1. PREDIMENSIONADO

Para el dimensionado de los pilares se ha elegido, el pilar interior más desfavorable (sometido a mayores esfuerzos).

Material: Acero S355
Dimensiones: 24,9m (Ø mínimo = 0,75cm) / $R_{ext} = 37,5$ cm
$\alpha = 10$KN/m^2
f_{yd}(S355)= 33,8 KN/cm^2

$N_d = - 3222,899$ KN

$A_{acero} = N_d + \alpha \times (L_p^2) / f_{yd} = 3222,9 + 10 . (24,9^2) / 33,8 = 278,79$ cm^2

$A_{acero} = 278,79$ cm^2 $= \pi . (r_{ext}^2 - r_{int}^2)$

R_{int}= 36,297 cm

T(e)= 1,2 cm

2. COMPROBACIÓN

Para que el dimensionado de los pilares a pandeo sea correcto, su tensión no puede ser mayor que la máxima tensión del material:

$$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd}$$

X - Para poder conocer su valor calculamos:

$$\lambda = \sqrt{(A_{acero} \cdot f_{yd} / N_{critica})} = \sqrt{(278,79 \cdot 33,8 / 6348,59)} = 1,218$$

$$N_{critica}=(\pi/L_k)^2 . E. I = (\pi/2490)^2 . 21000 . 189914,02 = 6348,59 \text{ KN}$$

$$I= \pi/4 \cdot (r_{ext}^4 - r_{int}^4) = 189914,02 \text{ cm}^4$$

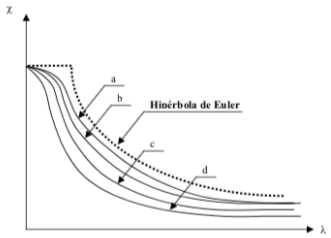


Figura 4.3

$\bar{\lambda}$	Coeficiente χ				
	Curva a_o	Curva a	Curva b	Curva c	Curva d
0.2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.4	0.97	0.95	0.93	0.90	0.85
0.6	0.93	0.89	0.84	0.79	0.71
0.8	0.85	0.80	0.72	0.66	0.58
1.0	0.73	0.67	0.60	0.54	0.47
1.2	0.57	0.53	0.48	0.43	0.38
1.4	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31
1.6	0.35	0.32	0.31	0.28	0.25
1.8	0.28	0.27	0.25	0.23	0.21
2.0	0.23	0.22	0.21	0.20	0.18

Según la tabla 4.3 del CTE:

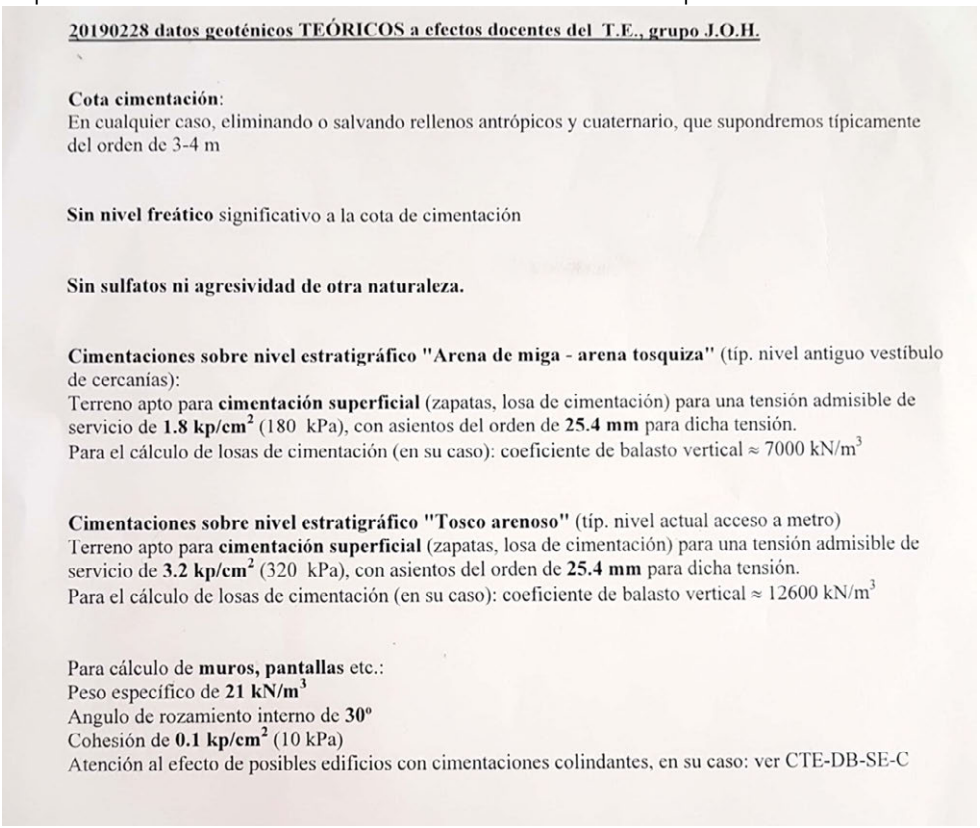
X = 0,53

$$\sigma = N_d / A \cdot X \leq f_{yd} = 3222,9 / 278,79 \cdot 0,53 = 21,81 < f_{yd}$$

La tensión del pilar es menor que la máxima tensión del material, por lo que su DIMENSIONADO es VALIDO.

2.4.9 CIMENTACIÓN. ZONA VÍAS

Para la elección de la cimentación en la zona de vías se ha tenido en cuenta las características del terreno de ubicación del proyecto, y el estudio de este aportado por el departamento de Mecánica del suelo de la E.T.S.A.M para diferentes cotas.



20190228 datos geoténicos TEÓRICOS a efectos docentes del T.F., grupo J.O.H.

Cota cimentación:
En cualquier caso, eliminando o salvando rellenos antrópicos y cuaternario, que supondremos típicamente del orden de 3-4 m

Sin nivel freático significativo a la cota de cimentación

Sin sulfatos ni agresividad de otra naturaleza.

Cimentaciones sobre nivel estratigráfico "Arena de miga - arena tosquiza" (típ. nivel antiguo vestíbulo de cercanías):
Terreno apto para **cimentación superficial** (zapatas, losa de cimentación) para una tensión admisible de servicio de **1.8 kp/cm²** (180 kPa), con asientos del orden de **25.4 mm** para dicha tensión.
Para el cálculo de losas de cimentación (en su caso): coeficiente de balasto vertical ≈ 7000 kN/m³

Cimentaciones sobre nivel estratigráfico "Tosco arenoso" (típ. nivel actual acceso a metro)
Terreno apto para **cimentación superficial** (zapatas, losa de cimentación) para una tensión admisible de servicio de **3.2 kp/cm²** (320 kPa), con asientos del orden de **25.4 mm** para dicha tensión.
Para el cálculo de losas de cimentación (en su caso): coeficiente de balasto vertical ≈ 12600 kN/m³

Para cálculo de **muros, pantallas** etc.:
Peso específico de **21 kN/m³**
Angulo de rozamiento interno de **30º**
Cohesión de **0.1 kp/cm²** (10 kPa)
Atención al efecto de posibles edificios con cimentaciones colindantes, en su caso: ver CTE-DB-SE-C

Debido a las buenas características del suelo en la zona de Chamartín, el sistema de cimentación elegido para un primer estudio y comprobación ha sido mediante zapatas rígidas. El tipo de suelo, en referencia a la cota de nuestras cimentaciones, es el de “Tosco-Arenoso”.

γ_{sat} = 21 KN
$q_{admisible}$ = 320 KN/m^2
ϕ'= 30º
c´= 10 KN/m^2
N = 2267 KN

DIMENSIONADO MÍNIMO A CORTO PLAZO:

La tensión bruta transmitida por la zapata, debe de ser menor a la admisible, pero en el caso de los terrenos arcillosos como el nuestro, la cohesión a corto plazo es aproximadamente 0, debido a esto la carga admisible se presupone similar a la carga última.

$Q_B \leq q_{adm}$; $c_u=0$; $q_{adm} \approx q_u$

Al tener una zapata cuadrada:

$Q_B = N / A = N / B^2 \leq Q_{adm} \approx q_u$

$q_{admisible} = 320\ KN/m^2$

B= 2,66 m ≈ 2,75m

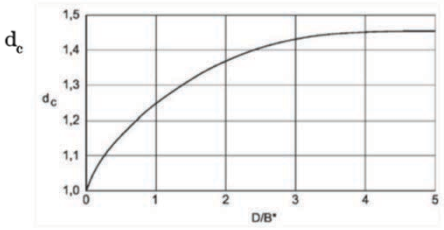
COMPROBACIÓN DEL DIMENSIONADO MÍNIMO A LARGO PLAZO:

Para la comprobación a largo plazo de la zapata mínima obtenida, utilizamos su la tensión de hundimiento a largo plazo (fórmula 1.1)

$$q_h = c_k N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0k} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B^* \gamma_k N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

$\gamma_{sat} = 21\ KN$
$q_{admisible} = 320\ KN/m^2$
$\phi' = 30º$
$c' = 10\ KN/m^2$
N = 2267 KN

φ'	Nc	Nq	Nγ
0	5,14	1,00	0,00
5	6,49	1,57	0,07
10	8,34	2,47	0,39
15	10,98	3,94	1,18
16	11,63	4,34	1,43
17	12,34	4,77	1,73
18	13,10	5,26	2,08
19	13,93	5,80	2,48
20	14,83	6,40	2,95
21	15,81	7,07	3,50
22	16,88	7,82	4,13
23	18,05	8,66	4,88
24	19,32	9,60	5,75
25	20,72	10,66	6,76
26	22,25	11,85	7,94
27	23,94	13,20	9,32
28	25,80	14,72	10,94
29	27,86	16,44	12,84
30	30,14	18,40	15,07
31	32,67	20,63	17,69
32	35,49	23,18	20,79
33	38,64	26,09	24,44
34	42,16	29,44	28,77
35	46,12	33,30	33,92
36	50,59	37,75	40,05
37	55,63	42,92	47,38
38	61,35	48,93	56,18
39	67,87	55,96	66,76
40	75,31	64,20	79,54
45	133,88	134,88	200,82
50	266,89	319,07	568,59



$$d_c = 1 + 0{,}34 \cdot \arctan \frac{D}{B^*}$$

$$d_q = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \text{sen}\,\varphi_k)^2 \arctan \frac{D}{B^*} \ ; \ (D > 2B^*)$$

$$d_q = 1 \text{ para } \varphi_k = 0$$

$$d_\gamma = 1$$

$$\left.\begin{aligned} s_c &= 1 + 0{,}2 \frac{B^*}{L^*} \\ s_q &= 1 + 1{,}5 \tan\varphi_k \frac{B^*}{L^*} \\ s_\gamma &= 1 - 0{,}3 \frac{B^*}{L^*} \end{aligned}\right\} \text{ para zapata rectangular}$$

$$i_c, i_q, i_\gamma = 1 \qquad t_c, t_q, t_\gamma = 1$$

$Q_{h\ LP}$= 10. 30,14 . 1,2 + 21 . 1,5 . 18,40 . 1,87 + ½ . 2,6 . 21 . 15,07 . 07 = 1231,137

$Q_{adm\ LP} = q_{h\ LP.} / F$

$F = q_{h\ LP} / Q_{adm\ LP} \geq 3$ (Coeficiente de seguridad)

F= 3,84 - LA ZAPATA MÍNIMA OBTENIDA EN EL DIMENSIONADO A CORTO PLAZO ES VÁLIDA.

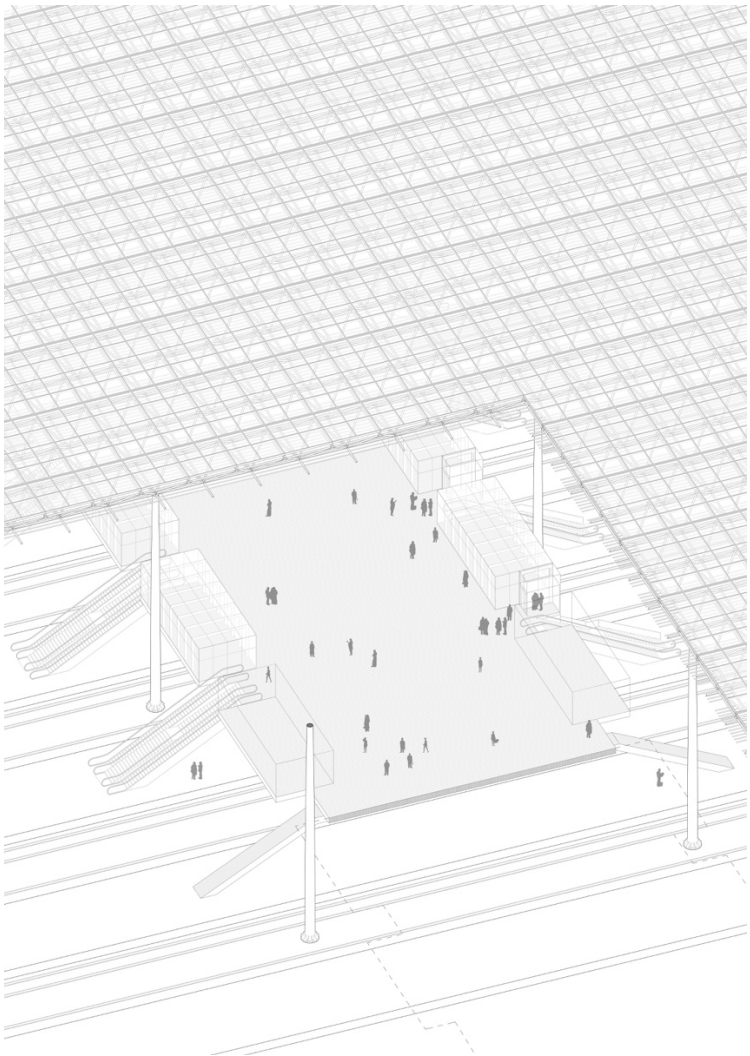
2.5 ESTUDIO DE OTROS ELEMENTOS SIGNIFICANTES DEL PROYECTO

Se ha procedido a el estudio de otros elementos de importancia del proyecto, como el sistema de pasarelas utilizado o las losas aligeradas que forman las zonas comerciales.

2.5.1 DISEÑO DE LA PASARELA PRINCIPAL

Para el diseño de la pasarela principal ha habido que tener en cuenta algunas condiciones. La necesidad de evitar los apoyos sobre las vías concentrando estos apoyos en los andenes, pero a la vez la necesidad de liberar en la mayor medida posible los obstáculos en los andenes, los puntos de la estación con una mayor fluidez y concentración de flujo de viajeros.
Para ello se ha optado por un sistema de pórticos que se escondiesen bajo las escaleras de acceso a los andenes liberando de esta forma también de obstáculos visuales y espaciales los andenes.

En cuanto a los elementos estructurales a utilizar, se ha pensado en una serie de pórticos de acero de gran canto, sobre los que apoyan placas alveolares pretensadas de 18mx1,2m de luz combinadas perimetralmente con losas macizas.



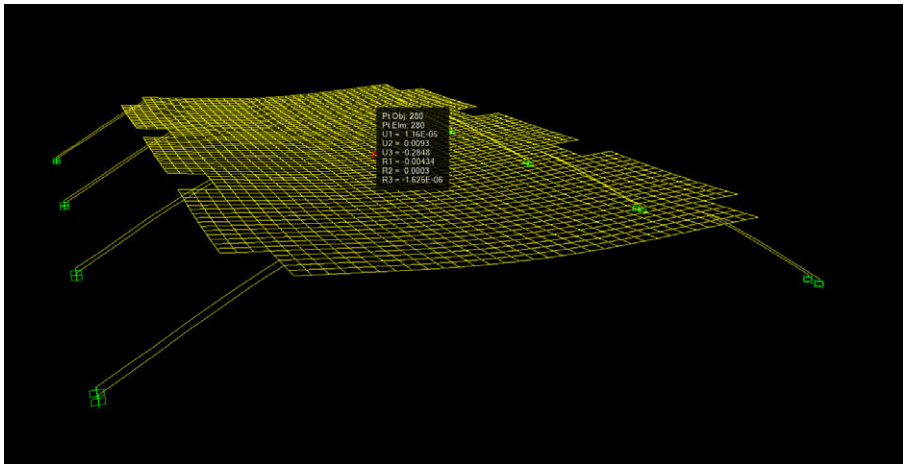
2.5.2 ESTUDIO Y APLICACIÓN DE LAS ACCIONES EN EL MODELO

Para poder obtener unos cálculos precisos se ha elaborado un modelo en el programa SAP 2000. Sobre él se han aplicado las siguientes acciones:

CUADRO DE CARGAS DE PASARELAS				
TIPO DE CARGA	CARGA	CARGA CARACTERÍSTICA	COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	CARGA DE CALCULO
	PESO PROPIO	10		13,5
PERMANENTE	SOLADO	2,4	1,35	3,24
VARIABLE	Z. AGLOMERACIÓN	5	1,5	7,5
CARGA TOTAL (sin mayorar)		17,4	CARGA TOTAL (mayorada)	24,24

2.5.3 ELABORACIÓN DE MODELO, PREDIMENSIONADO, MATERIALES Y ESTUDIO DE FLECHA

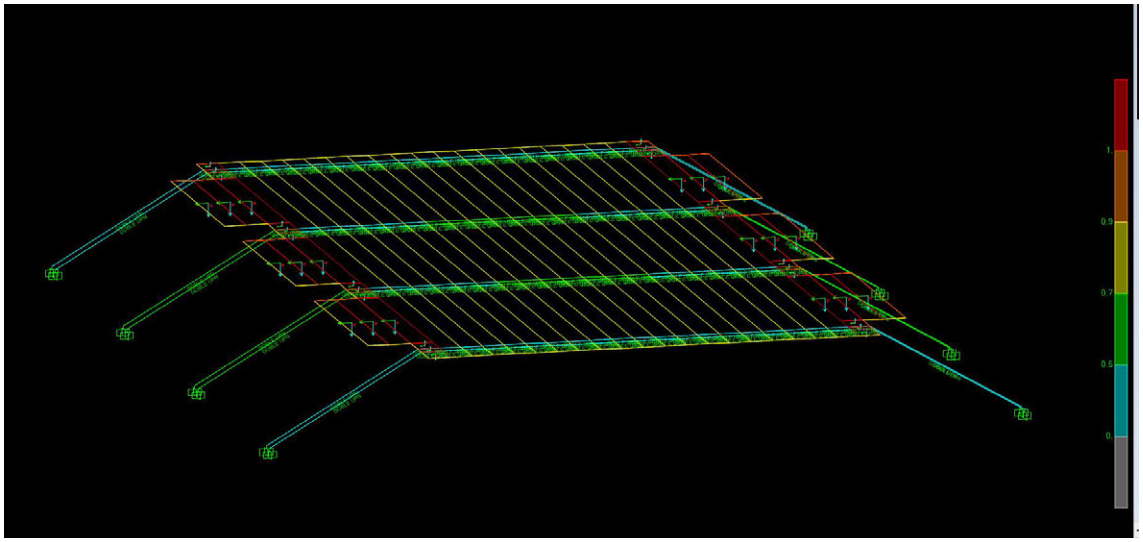
En un primer estudio, se ha realizado un modelo parcial de la pasarela mediante SAP 2000. Se decide la utilización de losas macizas de 75cm de canto, apoyadas sobre pórticos dobles de acero 0,9m de canto, formados por perfiles de diseño especial, HEB 1000.
Para la realización del modelo mediante SAP 2000, se hace una cuadrícula de nervios con una separación de 1m en ambas direcciones.



Tras estudiar los resultados observados se observa una flecha de centro de vano mayor al permitido (6,5cm). Es por esto que se estudian formas de aligerar la losa, reduciendo así su flecha, pero además también los esfuerzos del pórtico inferior.

Se decide la utilización de losas alveolares (tras pruebas de armado anterior de 40+10) de 50+10cm de canto para el centro de la losa y mantener la losa maciza en el perímetro

irregular rebajándola a 60cm de canto. Ambas apoyadas sobre pórticos dobles de acero 0,9m de canto, formados por perfiles de diseño especial, HEB 900.
Para la introducción del modelo de losa en SAP, se calcula el área de hormigón de la losa utilizada y se reproduce como un “Perfil hueco” de hormigón. Los “nervios del modelo se introducen por facilidad geométrica cada 1,5 metros, por lo que posteriormente habrá que tener esto en cuenta para diseñar las placas alveolares (de 1,2m).



Tras la incorporación de este nuevo modelo al programa SAP 2000 y la aplicación de las cargas, se procede a un primer estudio de dimensionado de acero (autocheck) ofrecido por el propio programa. Tras comprender que los perfiles utilizados son aptos y que el aligeramiento nos ha permitido reducir su canto, se procede al estudio de la flecha.

En el estudio de la flecha, en el que ya están incorporadas la totalidad de las cargas sin mayorar, obtenemos un desplazamiento total máximo de 2cm en el centro del vano de la viga, lo que nos indica que es apto (< L/500= 0.065).

2.5.4 ESTUDIO DE AXILES Y MOMENTOS.

Para proceder posteriormente al armado de las losas y placas alveolares se ha procedido al estudio de axiles y momentos en diferentes puntos:

-PÓRTICO:

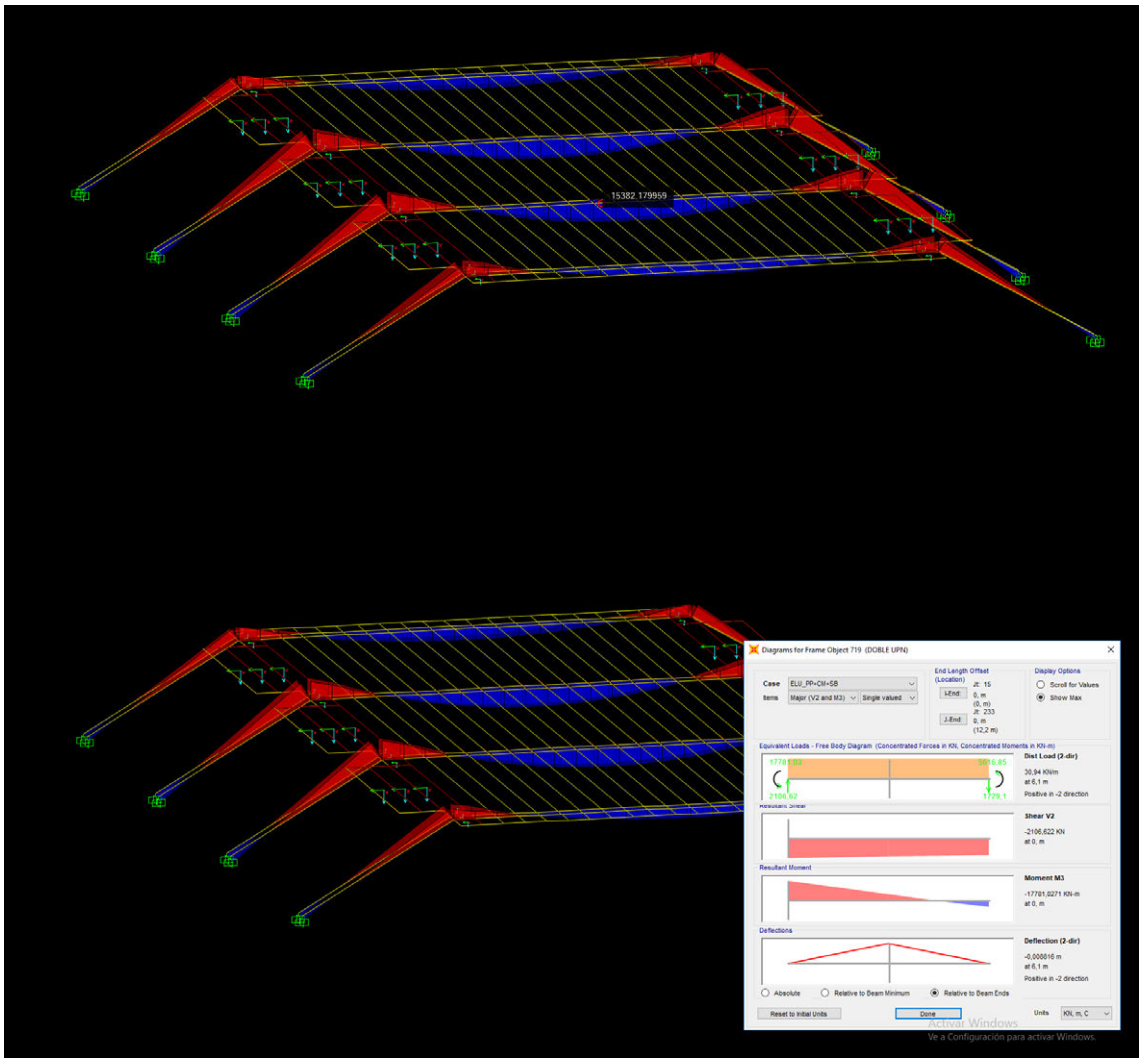
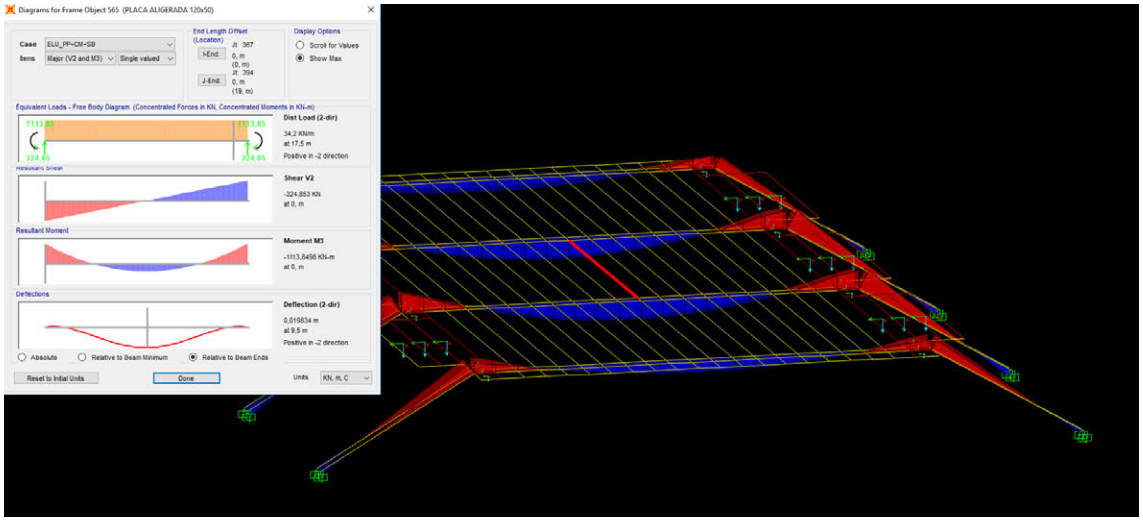
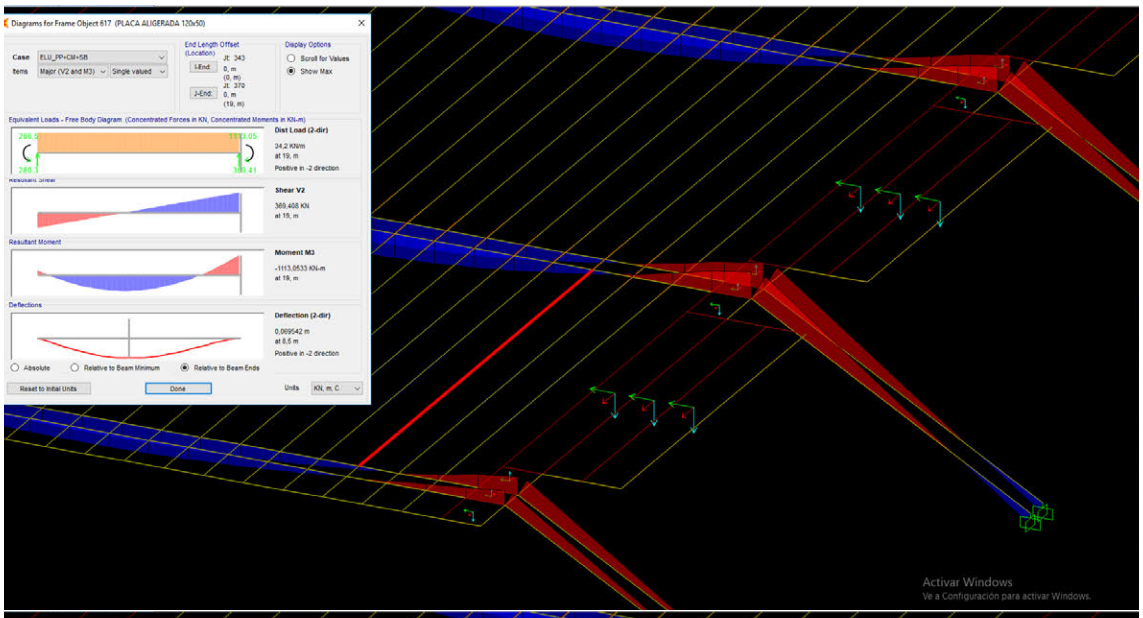
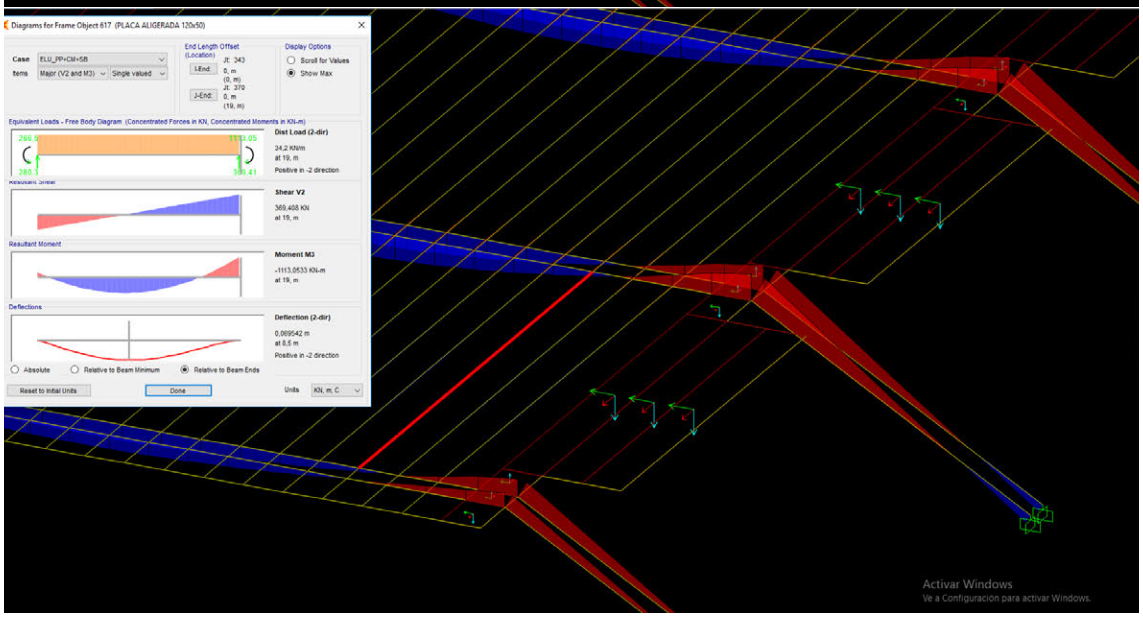


Fig. 36 Esfuerzos en el centro del vano y en los apoyos laterales del pórtico

-PLACAS ALVEOLARES:







-LOSAS MACIZAS PERIMETRALES:

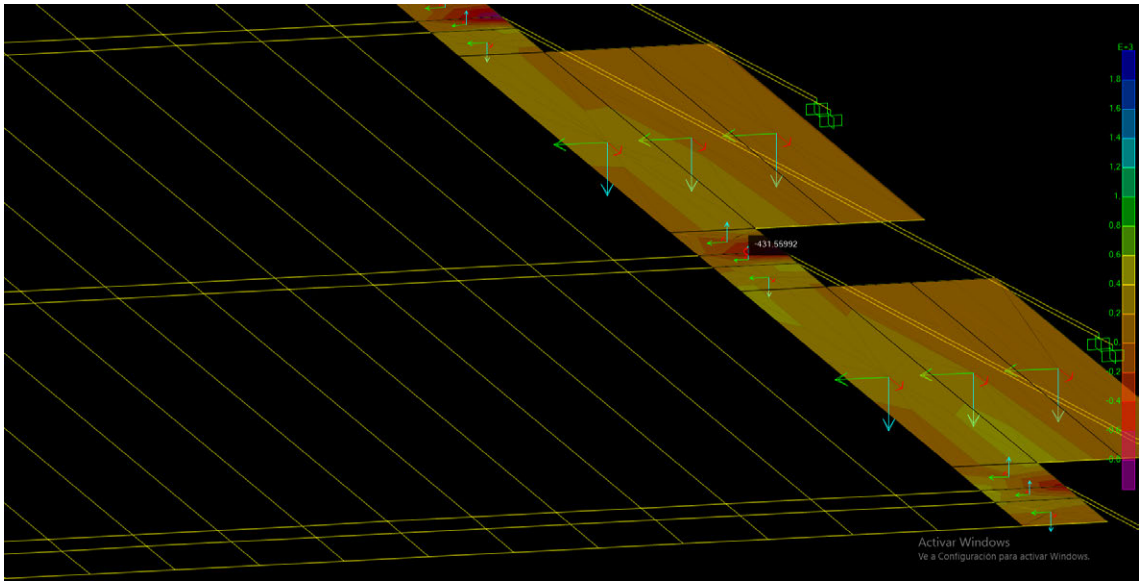


Fig. 37 Momento máximo: 431 KN/m2

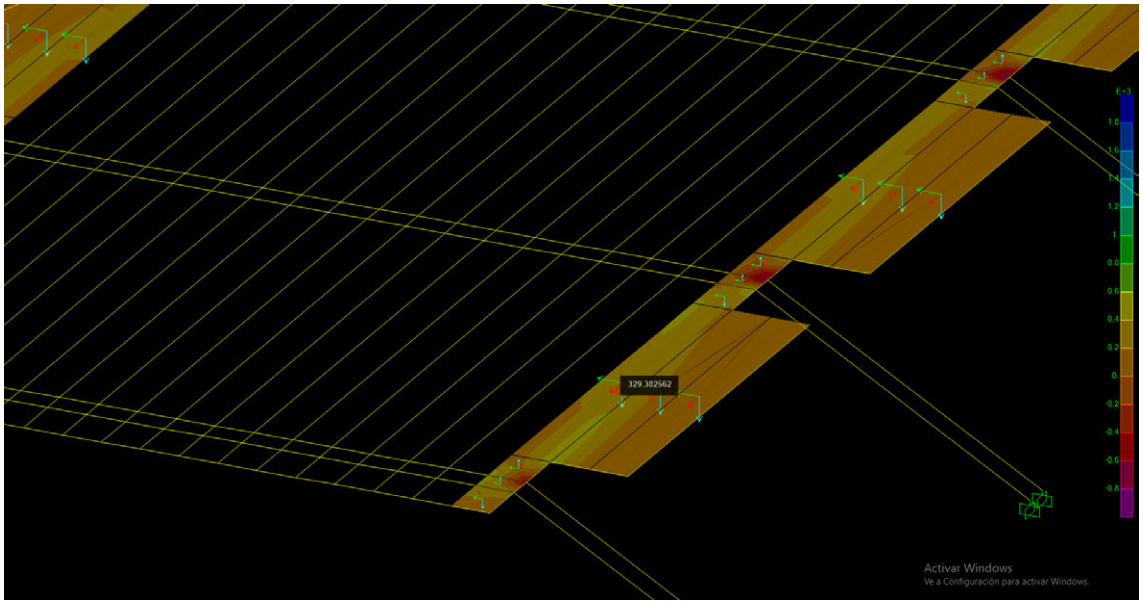


Fig. 38 Momento máximo en el centro de vano de la losa

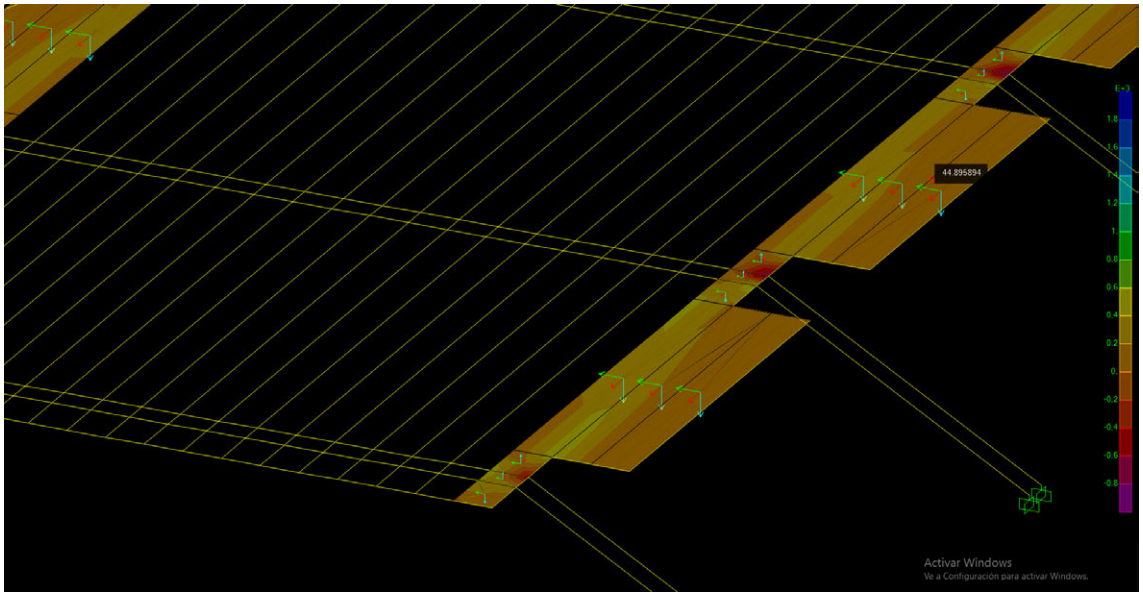


Fig. 39 Momento máximo en el extremo de la losa

2.5.5 ARMADO DE LAS PLACAS ALVEOLARES. ACERO NECESARIO Y ELECCIÓN DE MODELO DE MERCADO. LOSAS PERIMETRALES

Para realizar un correcto cálculo correcto del armado de las placas, se realiza un primer estudio del Acero necesario en el caso de que las placas no fuesen pretensadas.

$U = M_d / Z = M_d / (0{,}8.h)$

Siendo:

M_d= -1113,85 KN/m^2

Z – distancia entre las reacciones horizontales superior e inferior en el forjado. Entendiéndose ésta como: Z= 0,8 . h (de forjado)

$A_s = U / f_{yd}$

ESTUDIO 1. PREVIO.

$A_s = M / (0{,}8.h.\ f_{yd})$ = 64,01 cm^2 / por cada 1,5m

M_d= -1113,85 KN/m^2

h= 0,50m

f_{yd}= 43,5 KN/m^2

Necesitaremos entonces 20 redondos de 20mm ø cada 1,5m, por lo que, en una placa de 1,2m necesitaremos 16 redondos. Debido a una desmesurada cantidad de redondos de gran tamaño, se procede al CAMBIO a PLACAS ALVEOLARES PRETENSADAS

ESTUDIO 2. FINAL.

Debido al cambio de canto de forjado (debido a el mejor funcionamiento de la losa maciza – se encontrará posteriormente en el estudio), se procede a la repetición del armado previo de las placas alveolares. H= 50+10

A_s= M / (0,8.h. f_{yd}) = 53,34 cm^2 / por cada 1,5m
M_d= -1113,85 KN/m^2
h= 0,60m
f_{yd}= 43,5 KN/m^2

Necesitaremos entonces 16 redondos de 20mm ø cada 1,5m, por lo que, en una placa de 1,2m necesitaremos 13 redondos. Debido a una desmesurada cantidad de redondos de gran tamaño, se procede al CAMBIO a PLACAS ALVEOLARES PRETENSADAS

-PLACAS ALVEOLARES PRETENSADAS

U = M_d / Z = M_d / [h/2 - 3]

Siendo:
$M_{d\ máximo}$= -1113,85 KN/m^2
Z – distancia entre las reacciones horizontales superior e inferior en el forjado. Entendiéndose ésta para los forjados pretensados como: Z= h/2 - 3 (h= canto de forjado)

A_s= U / f_{sd}

F_{pret}= 1,25 . F_T
Acero pretensado:
Y=1860
γ = 1,1

f_{sd}= 169,1 KN/m^2

ESTUDIO 1. PREVIO. h= 0,5m

A_s= M / [(0,5/2.h – 3cm). f_{sd}]= 29,95 cm^2 / por cada 1,5m
M_d= -1113,85 KN/m^2
h= 0,50m
f_{sd}= 169,1 KN/m^2

Necesitamos 29,95 cm2 de acero cada 1,5, por lo que para1,2m necesitaremos 23,96cm2, o 21 redondos de 12 ø por placa

ESTUDIO 2. FINAL. h= 0,6m

A_s= M / [(0,5/2.h – 3cm). f_{sd}]= 24,39 cm^2 / por cada 1,5m
M_d= -1113,85 KN/m^2

h= 0,60m
f_{sd}= 169,1 KN/m^2

Necesitamos 24,4 cm2 de acero cada 1,5, por lo que para 1,2m necesitaremos 19,52cm2, o 17 redondos de 12 ø por placa.

ELECCIÓN DE PLACA:
Para la elección se consultan diferentes catálogos de empresas del mercado, que fabriquen losas superiores a 40cm de canto, eligiendo finalmente "viguetas navarras".
Se procede a la revisión de momentos y acero necesario, eligiendo finalmente el modelo: N-22

Ficha Características Técnicas según Instrucción EHE-08 del Forjado de LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS	TIPO PAR500	
FABRICANTE Nombre: VIGUETAS NAVARRAS Dirección: Polígono Industrial Areta 21 Población: 31620 HUARTE (Navarra) TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Nombre: Víctor García Jodra Titulación: Ingeniero Industrial		Viguetas Navarras
Hoja 9 de 9		Mayo 2013

11.- CARACTERISTICAS MECANICAS FORJADO FLEXIÓN NEGATIVA

FORJADO 50+15

TIPO	Armado por metro	Área Nervio	Momento ultimo		Momentos servicio					χ^{***}	Rigidez		Cortante V_c	
			SECCIÓN TIPO	SECCIÓN MACIZADO	M_{fis}	I	II_a-II_b	III_a - IV	III_c		Total	Fisurada	SECCIÓN TIPO	SECCIÓN MACIZADA
		(cm^2/m)	(m·kN/m)		(m·kN/m)						(m^2·kN/m)		(kN/m)	
N01	3∅ 10	2,36	62,80	62,80	150,73	30,30	22,70	15,20	7,60	2,15	556745	17235	56,24	80,99
N02	4∅ 10	3,14	83,40	83,40	151,97	53,00	39,80	26,50	13,30	2,15	556760	22636	61,90	89,14
N03	3∅ 12	3,39	90,00	90,00	152,37	49,40	37,10	24,70	12,40	2,15	556765	24339	63,51	91,46
N04	5∅ 10	3,93	104,20	104,20	153,21	80,80	60,60	40,40	20,20	2,15	556775	27921	66,68	96,03
N05	4∅ 12	4,52	119,70	119,70	154,16	86,40	64,80	43,20	21,60	2,15	556786	31869	69,90	100,66
N06	7∅ 10	5,50	145,40	145,40	155,70	131,00	112,50	75,00	37,50	2,16	556805	38199	74,60	107,42
N07	5∅ 12	5,65	149,30	149,30	155,95	131,30	98,50	65,70	32,90	2,16	556808	39208	75,30	108,44
N08	3∅ 16	6,03	159,30	159,30	156,54	105,50	79,10	52,80	26,40	2,16	556815	41616	76,94	110,79
N09	10∅ 10	7,85	206,70	206,70	159,43	186,30	176,80	140,90	70,50	2,17	556850	53015	84,01	120,98
N10	7∅ 12	7,92	174,08	208,50	159,53	185,00	169,10	121,00	60,50	2,17	556851	53402	84,24	121,31
N11	4∅ 16	8,04	176,66	211,60	159,72	169,70	137,80	91,90	46,00	2,17	556854	54174	84,68	121,94
N12	3∅ 20	9,42	206,66	247,40	161,91	170,60	140,50	93,70	46,90	2,17	556880	62556	89,28	128,57
N13	5∅ 16	10,05	220,25	263,70	162,91	194,90	176,00	138,90	69,50	2,17	556892	66306	91,22	131,36
N14	13∅ 10	10,21	223,75	267,80	163,15	241,20	209,70	179,10	109,90	2,17	556895	67238	91,69	132,04
N15	10∅ 12	11,31	247,58	296,20	164,89	246,10	211,90	180,40	112,40	2,18	556916	73699	94,87	136,62
N16	4∅ 20	12,57	274,83	328,60	166,88	208,30	185,50	162,50	81,30	2,18	556940	80960	98,26	141,50
N17	7∅ 16	14,07	307,25	367,10	169,27	263,90	224,30	187,90	126,30	2,19	556969	89512	102,05	146,95
N18	13∅ 12	14,70	320,83	383,20	170,26	327,80	269,10	214,90	167,10	2,19	556981	93025	103,54	149,11
N19	3∅ 25	14,73	321,41	383,90	170,30	209,10	186,00	163,90	82,00	2,19	556982	93157	103,60	149,19
N20	5∅ 20	15,71	342,58	409,00	171,85	258,60	220,60	185,60	122,20	2,19	557000	98590	105,85	152,43
N21	4∅ 25	19,64	426,91	508,70	178,07	283,90	238,30	196,30	141,50	2,21	557076	119705	114,02	164,20
N22	10∅ 16	20,11	437,00	520,60	178,81	408,40	326,40	249,60	181,90	2,21	557085	122177	114,93	165,50
N23	7∅ 20	21,99	477,08	568,00	181,80	392,90	315,30	242,90	179,00	2,21	557121	131941	118,41	170,52
N24	5∅ 25	24,54	531,25	631,90	185,84	381,30	307,00	237,90	176,90	2,22	557170	144868	122,83	176,88
N25	13∅ 16	26,14	565,08	671,80	188,36	588,20	456,20	329,80	215,80	2,23	557200	152780	125,43	180,63
N26	10∅20	31,42	675,16	802,60	196,71	656,00	505,60	360,80	229,00	2,25	557301	178158	133,36	192,05
N27	7∅ 25	34,36	735,08	874,60	201,37	627,40	484,70	347,60	223,40	2,26	557358	191822	137,41	197,87
N28	13∅ 20	40,84	861,00	1031,40	211,62	928,10	733,30	506,20	292,80	2,28	557482	220766	145,55	209,60
N29	10∅ 25	49,09	1009,08	1226,50	224,67	1078,70	817,60	560,90	317,30	2,31	557640	255639	146,60	222,86
N30	13∅ 25	63,81	1241,91	1562,00	247,98	1421,00	1197,10	809,20	432,30	2,35	557922	313317	146,60	243,22

-LOSA MACIZA PERIMETRAL

ESTUDIO 1. PREVIO.

Para un primer calculo tomaremos 50cm como canto de losa y usamos el máximo momento existente para una composición homogénea del armado.

A_s= M / (0,8.h. f_{yd}) = 24,77 cm^2 / por cada 1,5m

M_d= -431 KN/m^2

h= 0,50m

f_{yd}= 43,5 KN/m^2

Necesitaremos 16,51 cm2 de acero por cada metro, por lo que elegiríamos redondos de acero de 16mm ø cada 12cm.

Para disminuir el acero, hacemos un segundo estudio aumentando el canto en 10cm

ESTUDIO 2. FINAL.

Para este segundo calculo tomaremos 60cm como canto de losa y usamos el máximo momento existente para una composición homogénea del armado.

A_s= M / (0,8.h. f_{yd}) = 13,39 cm^2 / por cada 1,5m

M_d= -431 KN/m^2

h= 0,60m

f_{yd}= 43,5 KN/m^2

Necesitaremos 9,26 cm2 de acero por cada metro, por lo que elegiríamos redondos de acero de 16mm ø cada 20cm.

Considerando este armado apto, al igual que los realizados en las placas alveolares con las que se combina, se procede a la elección de este canto para ambos forjados, que serán unidos entre si continuando el armado de la parte superior de la losa maciza hasta la placa alveolar, dando así continuidad entre ambos forjados.