



Universidad de Valladolid



ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

ESCUELA DE INGENIERIAS INDUSTRIALES

Grado en Ingeniería Mecánica

CÁLCULO Y DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA DE UN POLIDEPORTIVO

Autor:

Herrero Joral, Héctor

Tutores:

Foces Mediavilla, Antonio María Claret
Alonso Álvarez, José Francisco

Dept. de Construcciones arquitectónicas,
Ingeniería del terreno y Mecánica de los medios
continuos y Teoría de estructuras

Valladolid, Julio de 2019.

RESUMEN

El presente Trabajo Fin de Grado trata sobre el cálculo y dimensionado de la estructura metálica de un polideportivo. Para ello se parte de los datos que en un caso real se extraerían del Proyecto Básico. El cálculo se realizará bajo los requerimientos de la normativa española.

Se utilizará el programa comercial SAP2000, con el que se dimensionará los elementos estructurales para que soporten la combinación de cargas más desfavorable que pueda darse.

PALABRAS CLAVE

Estructura, SAP2000, CTE, metálica, acciones.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	11
INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DEL TFG	11
1.1. Introducción y motivaciones	13
1.2. Objetivos.....	13
1.3. Estructura del proyecto y metodología de trabajo.....	13
CAPÍTULO 2:	15
ANTECEDENTES Y NORMATIVA APLICABLE	15
2.1. Antecedentes	17
2.1.1. Estructura. Definición.....	17
2.1.2. Acciones en estructuras.....	18
2.1.3. Elección del tipo de estructura	19
2.1.4. Tipos de aceros.....	21
2.2. Normativa aplicable.....	22
CAPÍTULO 3	23
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	23
3.1. Descripción de la ESTRUCTURA.....	25
3.1.1. Estructura principal:	25
3.1.2. Estructura secundaria:.....	27
3.2. Estudio geotécnico.....	30
CAPÍTULO 4	31
DEFINICIÓN DE ACCIONES	31
4.1. Acciones permanentes	33
4.1.1. Peso propio	33
4.1.2. Acciones del terreno.....	35
4.2. Acciones variables	35
4.2.1. Sobrecargas de uso.....	35
4.2.2. Nieve.....	36
4.2.3. Viento.....	37
4.2.4. Acciones térmicas.....	46
4.3. Acciones accidentales	46
4.3.1. Sismo.....	46
4.3.2. Incendio.....	47
4.3.3. Impacto	48
CAPÍTULO 5	49
COMBINACIÓN DE ACCIONES	49
5.1. Estados Límite Últimos	51
5.1.1. Verificaciones.....	51
5.1.2. Combinación de acciones	51
5.2. Estados Límite de Servicio	53
5.2.1. Verificaciones.....	53
5.2.2. Combinación de acciones	54
5.3. Combinación de las acciones del problema	55
5.3.1. Estados Límite Últimos en el problema	57
5.3.2. Estados Límite de Servicio en el problema.....	58

CAPÍTULO 6.....	61
CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA.....	61
6.1. Modelización de la estructura	63
6.1.1. Geometría, materiales y secciones.....	63
6.1.2. Combinación de acciones.....	78
6.2. Cálculo y dimensionamiento de la estructura	86
6.2.1. Verificación de la estructura por medio de los Estados Límite Últimos	89
6.2.2. Verificación de la estructura por medio de los Estados Límite de Servicio	95
6.2.3. Resumen del dimensionado final	101
CAPÍTULO 7.....	103
CONCLUSIONES.....	103
CAPÍTULO 8.....	107
BIBLIOGRAFIA	107
ANEJO.....	111
PLANOS.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del polideportivo.....	25
Figura 2. Panel Sandwich con tapajuntas	26
Figura 3. Panel translucido de policarbonato.....	26
Figura 4. Distribución de correas en estructura principal.	26
Figura 5. Demanda de referencia a 60 °C.....	28
Figura 6. Contribución solar mínima anual para ACS en %.....	28
Figura 7. Mapa radiación solar CTE	28
Figura 8. Panel solar de tubos de vacío. VITOSOL 300-TM.	29
Figura 9. Ficha técnica panel sándwich.....	33
Figura 10. Ficha técnica panel translúcido de policarbonato.....	33
Figura 11. Ficha técnica Vitosol 300-TM.	34
Figura 12. Resistencia del forjado colaborante según luz y canto.	34
Figura 13. Peso propio del forjado colaborante.....	35
Figura 14. Valores característicos de las sobrecargas de uso.....	35
Figura 15. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.	36
Figura 16. Mapa eólico de España, según el CTE.....	38
Figura 17. Valores del coeficiente de exposición.....	38
Figura 18. Alzado lateral.	40
Figura 19. Planta.	40
Figura 20. Alzado lateral.	41
Figura 21. Planta.	41
Figura 22. Planta (Según CTE).....	41
Figura 23. Planta.	41
Figura 24. Alzado lateral.	42
Figura 25. Planta.	42
Figura 26. Planta (Según CTE).....	43
Figura 27. Planta.	43
Figura 28. Alzado lateral.	43
Figura 29. Planta.	43
Figura 30. Alzado lateral.	44
Figura 31. Planta.	44
Figura 32. Mapa de Peligrosidad Sísmica.	47
Figura 33. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales. ..	48
Figura 34. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.....	52
Figura 35. Coeficientes de simultaneidad (Ψ).	52
Figura 36. Desplomes.	54
Figura 37. Selección de plantillas.	63
Figura 38. Asistente de ajuste de cuadrícula.....	64
Figura 39. Elección de sistema de rejillas.	65

Figura 40. Ajuste de cuadrícula.	65
Figura 41. Modelizado - paso 1.....	65
Figura 42. Modelizado - paso 2.....	66
Figura 43. Modelizado - paso 3.....	66
Figura 44. Asignación de restricciones a los nodos.	67
Figura 45. Asignación de libertades a las barras.	68
Figura 46. Añadir nuevo material.	69
Figura 47. Propiedades del material.	69
Figura 48. Añadir secciones.....	70
Figura 49. Asignar secciones.	70
Figura 50. Replicar pórtico.	71
Figura 51. Modelización de correas 1.....	71
Figura 52. Modelización de correas 2.....	72
Figura 53. Modelización de correas 3.....	72
Figura 54. Extruir líneas en áreas.....	73
Figura 55. Paneles sándwich en estructura principal.....	73
Figura 56. Asignar áreas.....	73
Figura 57. Paneles sándwich y translúcidos en estructura principal.....	73
Figura 58. Nueva rejilla – Estructura secundaria.....	74
Figura 59. Propiedades rejilla.	74
Figura 60. Viga sin contacto con pilares centrales.....	74
Figura 61. Continuidad rota en pilares.....	74
Figura 62. Diagrama de flectores de la viga.	75
Figura 63. Modelización de la ménsula. Perfil.....	75
Figura 64. Modelización de la ménsula. Alzado.	75
Figura 65. Modelización de correas 3.....	75
Figura 66. Vigas estructura secundaria.	76
Figura 67. Pilares estructura secundaria.....	76
Figura 68. Pilares estructura secundaria.....	77
Figura 69. Forjado de chapa colaborante.....	77
Figura 70. Paneles solares en cubierta.....	78
Figura 71. Definir tipos de carga.....	78
Figura 72. Definir combinaciones de cargas.	79
Figura 73. Combinación de acciones.	79
Figura 74. Peso propio de los paneles sándwich.	80
Figura 75. Sobrecarga de Uso.....	80
Figura 76. Carga por nieve, N1.....	81
Figura 77. Carga por nieve, N2.....	81
Figura 78. Carga por nieve, N3.....	82
Figura 79. Zonas viento, V1.	83
Figura 80. Zonas viento, V2.	83
Figura 81. Zonas viento, V3.	84
Figura 82. Zonas viento, V4.	84

Figura 83. Acción sobre fachada frontal.....	85
Figura 84. Acción sobre fachada lateral.....	85
Figura 85. Acción sobre paramentos horizontales.	85
Figura 86. Desactivar transferencia de carga.....	86
Figura 87. Ajuste de valores del EC-3.	87
Figura 88. Selección de combinaciones de cargas.....	87
Figura 89. Ajuste de comprobación por pandeo - cerchas.....	88
Figura 90. Ajuste de comprobación por pandeo - pilares.....	88
Figura 91. Índices resistentes iniciales.	89
Figura 92. Dimensionado de correas.....	90
Figura 93. Índices resistentes en cercha.....	90
Figura 94. Dimensionado de cerchas.	91
Figura 95. Dimensionado de pilares sin arriostramientos.	91
Figura 96. Arriostramientos.	92
Figura 97. Dimensionado de pilares con arriostramientos.	92
Figura 98. Dimensionado de estructura principal.	93
Figura 99. Índices resistentes de la estructura secundaria.....	93
Figura 100. Nueva distribución de pilares en la estructura secundaria.	94
Figura 101. Dimensionado de la estructura secundaria.....	94
Figura 102. Dimensionado de la estructura según ELU.....	95
Figura 103. Comprobación desplome lateral en dirección x para estructura principal.....	95
Figura 104. Comprobación desplome lateral en dirección x para estructura secundaria.	96
Figura 105. Comprobación desplome lateral en dirección y para estructura principal.....	96
Figura 106. Distribución de arriostramientos en cubierta.	97
Figura 107. Comprobación de arriostramientos en cubierta según ELU.	97
Figura 108. Comprobación desplome lateral en dirección 'y' para estructura principal.....	98
Figura 109. Comprobación desplome lateral en dirección 'y' para estructura secundaria.	98
Figura 110. Comprobación flecha total para estructura principal.....	99
Figura 111. Comprobación flecha en correas.....	99
Figura 112. Comprobación flecha en cerchas.	100
Figura 113. Comprobación flecha en viga interior.....	100
Figura 114. Comprobación flecha en viga de contorno.....	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros geotécnicos.	30
Tabla 2. Cargas de nieve.	37
Tabla 3. Coeficiente de exposición según altura.	39
Tabla 4. Coeficiente eólico en paramentos verticales – viento frontal.	40
Tabla 5. Coeficiente eólico en paramentos verticales – viento lateral.	41
Tabla 6. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento frontal.	42
Tabla 7. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento frontal.	42
Tabla 8. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento lateral.	43
Tabla 9. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento lateral.	43
Tabla 10. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento lateral.	44
Tabla 11. Carga estática del viento en dirección frontal.	45
Tabla 12. Carga estática del viento en dirección lateral.	46
Tabla 13. Resistencia al fuego de los elementos estructurales.	48
Tabla 14. Combinación de acciones.	56
Tabla 15. Combinatoria completa de acciones ELU.	58
Tabla 16. Combinatoria completa de acciones ELS.	59
Tabla 17. Código de colores – zonas de viento.	82
Tabla 18. Resumen dimensionado.	101

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y ESTRUCTURA DEL TFG

1.1. INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIONES

En el presente documento se desarrollará el cálculo y diseño de la estructura de un polideportivo. La elección del tema nace del interés por profundizar en los conocimientos relativos al cálculo de estructuras, trasladándolo a una aplicación que perfectamente podría tratarse de un caso real, lo que lo hace mucho más interesante; aunque lógicamente se trabajará desde un nivel académico.

El alcance de este proyecto es el cálculo estructural de la nave. Por tanto, queda fuera el cálculo y diseño de posibles instalaciones con las que suelen contar este tipo de edificaciones; aunque sí que contará con una instalación solar en cubierta, que hará más interesante el cálculo estructural al variar las cargas en distintas zonas; pero que al no ser el objeto de este proyecto, la instalación no se dimensionará, sino que tan solo se estimará.

También quedará fuera del alcance del proyecto el cálculo de la cimentación, ya que se limitará únicamente al cálculo metálico estructural.

El polideportivo estará situado en el Campus Deportivo de la Universidad de Valladolid – Fuente la Mora. En un caso real, se considerarían como datos de partida el estudio geotécnico y el Proyecto Básico. En el proyecto académico que nos ocupa, se expondrán los datos necesarios que se extraerían de dichos documentos, de una manera lo más realista posible.

1.2. OBJETIVOS

El principal objetivo que se persigue en este Trabajo Fin de Grado es, como ya se ha dicho, profundizar en el cálculo estructural y trasladarlo a un caso real. Además, también existen otros objetivos secundarios, como son:

- Aprendizaje de un software para el cálculo de estructuras muy potente y de gran uso actual como es *SAP2000*.
- Aprender a manejar la normativa actual referente a la edificación, como puede ser el Código Técnico de la Edificación (CTE), la Instrucción de Acero Estructural (EAE) o los Eurocódigos.
- Profundizar en el cálculo de acciones que afectan a una estructura.

1.3. ESTRUCTURA DEL PROYECTO Y METODOLOGÍA DE TRABAJO

El presente documento se divide por capítulos donde se tratarán los siguientes aspectos:

- *Capítulo 1: Introducción, Objetivos y Estructura del TFG:* Básicamente se realiza una pequeña introducción al trabajo fin de grado y se exponen los objetivos que se buscan en él.
- *Capítulo 2: Antecedentes y Normativa aplicable:* Se definen conceptos que se consideran de gran importancia, se eligen los materiales más adecuados y se enumera la normativa en la que nos apoyaremos para dimensionar la estructura.
- *Capítulo 3: Descripción del proyecto:* Se presenta la descripción del polideportivo con todos los datos necesarios para poder llevar a cabo el cálculo estructural.
- *Capítulo 4: Definición de Acciones:* Se definen todas las cargas a considerar según el Documento Básico de las Acciones de la Edificación del Código Técnico de la Edificación.
- *Capítulo 5: Combinación de Acciones:* Se combinarán todas las acciones con el fin de comprobar que la estructura cumpla unos requisitos mínimos para la combinación más desfavorable de las cargas que se pueda dar.
- *Capítulo 6: Cálculo de la Estructura:* Se mostrará el cálculo y dimensionamiento de la estructura por medio del programa SAP2000.
- *Capítulo 7: Conclusiones:* Se analizarán las conclusiones finales del trabajo fin de grado.
- *Capítulo 8: Bibliografía:* Se expondrán todas las referencias bibliográficas consultadas en la realización del trabajo.
- *Anejo: Planos:* Se mostrarán los planos más significativos de la estructura.

CAPÍTULO 2:

ANTECEDENTES Y NORMATIVA APLICABLE

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. Estructura. Definición.

Se define estructura como el conjunto de elementos resistentes unidos entre sí, capaces de soportar los efectos de las fuerzas que actúan sobre el edificio y transmitir estas a los apoyos, manteniendo la forma inicial.

Por tanto, a la hora de diseñar una estructura se deberán tener en cuenta los siguientes condicionantes:

- Resistencia: Dimensionar los elementos de forma que sean capaces de absorber las fuerzas a las que estén sometidos.
- Rigidez y estabilidad: La estructura debe aguantar posibles deformaciones y aplicar la estabilidad necesaria para que la construcción no vuelque.
- Durabilidad: Al ser la parte resistente de las construcciones, la durabilidad de la estructura tendrá que ser mayor que la del resto de componentes.
- Económica: Como en todos los proyectos, se debe optimizar al máximo para reducir los costes innecesarios que pueda suponer sobredimensionar la estructura.
- Estética: Además de todo lo anterior, la estructura debe poder permitir que la construcción sea agradable a la vista.

Las estructuras a veces se componen de un solo elemento, por ejemplo una presa; sin embargo, por lo general, suelen estar compuestas por diferentes elementos que se unen de forma conveniente para que la estructura funcione correctamente. Los principales elementos estructurales son:

- Cimientos: Elemento encargado de repartir por el suelo el peso de la estructura, evitando que esta se pueda hundir.
- Pilares: Elementos verticales que se encargan de soportar el peso de toda la estructura. Los principales esfuerzos a los que están sometidos son de compresión y de pandeo. Tienen forma cuadrada, rectangular o circular.
- Vigas: Elementos horizontales que, por lo general, apoyan en los pilares. Aguantan esfuerzos de flexión. Su forma depende de si además, están sometidos a algún otro esfuerzo.
- Forjados: Elemento horizontal de gran superficie, con un pequeño espesor respecto a sus otras dos dimensiones. Forma el techo y el suelo de las plantas de un edificio. Sirven para aligerar el peso propio de una estructura. Existen multitud de tipos: unidireccional (formado

por viguetas y bovedillas, placas alveolares,...), bidireccional (forjados reticulares), losas de hormigón armado, etc...

- Tirantes: Elementos simples que se colocan entre vigas y pilares. Tienen la función de dar rigidez a la estructura.
- Tensores: Similares a los tirantes pero con la singularidad de que son cables en lugar de barras.
- Cerchas: Vigas formadas por un conjunto de barras, que forman una estructura triangular.

Las estructuras pueden ser de muy diferentes materiales, si bien, los principales son el hormigón (regulado por el EHE) y el acero (regulado por el EAE).

2.1.2. Acciones en estructuras

Las acciones a las que está sometida una estructura se pueden clasificar en:

- Acciones permanentes
 - Acciones variables
 - Acciones accidentales
1. Acciones permanentes: Aquellas que actúan de forma continua sobre la estructura.
 - a. Peso propio: Carga debida al peso de todos los elementos de la construcción, desde los elementos estructurales hasta los elementos que forman los cerramientos.
 - b. Pretensado: Se introduce un esfuerzo de compresión para aumentar la resistencia a tracción.
 - c. Acciones del terreno: Acciones producidas por el empuje del terreno.
 2. Acciones variables: Aquellas que actúan, o pueden actuar, en algún momento de la vida útil de la estructura alcanzando valores importantes.
 - a. Sobrecarga de uso: Es el peso de todo lo que pueda sustentarse sobre el edificio/o sus partes debido a su uso.
 - b. Viento: El viento ejerce acciones de presión y de succión tanto en las superficies verticales como en la cubierta.
 - c. Nieve: La acumulación de la nieve en cubierta, produce cargas significativas.
 - d. Acciones térmicas: Aquellas producidas por deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente en el exterior.
 3. Acciones accidentales: Aquellas que se dan de forma accidental y afectan a la estructura.

- a. Sismo: Las producidas por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas.
- b. Incendio: Las producidas por un posible incendio que afecte a la estructura.
- c. Impacto: Las acciones causadas por un impacto contra un elemento estructural.

Una estructura deberá soportar la combinación de cargas más desfavorable que se pueda dar.

2.1.3. Elección del tipo de estructura

Como hemos visto, una estructura, además de resistir todos los esfuerzos a los que la construcción pueda estar sometida, debe adaptarse al uso que se le va a dar. En el caso que nos ocupa, un polideportivo necesitará un gran espacio diáfano para poder albergar la pista polideportiva en su interior.

Las naves industriales tienen la ventaja de tener una relativa facilidad de montaje, rápida ejecución y combinándolas con unas cerchas en sus pórticos nos permiten salvar grandes luces. Una nave industrial puede poseer una estructura de hormigón, metálica o mixta. Tendremos que sopesar las ventajas e inconvenientes que nos ofrecen estos materiales, para elegir el que más se adapte a nuestras necesidades.

2.1.3.1. Hormigón:

Ventajas:

- Continuidad: Al ser estructuras generalmente realizadas *in situ*, las estructuras realizadas con hormigón armado no precisan de uniones, evitando todos los inconvenientes originados por los enlaces.
- Conservación: El hormigón es un material que precisa de muy poco mantenimiento y por tanto, tiene unos costes muy bajos comparado con el metal o la madera.
- Adaptabilidad: Al tratarse de un material que fragua en obra, se puede adaptar a infinidad de formas empleando un encofrado.
- Material económico: El precio es significativamente más bajo que el del acero.
- Resistencia al fuego: El hormigón es mal conductor del calor e incombustible.

Desventajas:

- Puesta en obra lenta: El tiempo de fraguado y endurecimiento hace que la obra no avance rápidamente, aproximadamente se necesita un mes para que el hormigón alcance una resistencia suficiente. Además, la puesta en obra también está condicionada por la climatología.
- Elevado peso: Para conseguir una resistencia similar a la del acero, se requieren grandes secciones y por consiguiente esto hace que las cargas por peso propio aumenten considerablemente.
- No reciclable: Los materiales no son recuperables tras la demolición de la construcción.

2.1.3.2. Acero

Ventajas:

- Alta resistencia: Alta resistencia por unidad de peso, reduciendo enormemente las cargas muertas.
- Uniformidad: Las propiedades del acero no sufren cambios destacables a lo largo del tiempo.
- Durabilidad: Siempre y cuando el mantenimiento sea el adecuado, las estructuras de acero duran indefinidamente.
- Gran rapidez de montaje: Debido a la posibilidad de prefabricar los elementos de la estructura.
- Gran facilidad de unión: Ya sea unión soldada, por medio de tornillos o de remaches.
- Tenacidad: Posee una gran capacidad para absorber energía antes de la rotura.
- Fiabilidad y calidad: Los elementos fabricados son conforme a un control de calidad, están normalizados y deben tener certificación.
- Reciclable: Es el material reciclado por excelencia, se puede reciclar infinidad de veces sin perder ninguna de sus propiedades mecánicas.

Desventajas:

- Elevado coste de mantenimiento: Los aceros en su mayoría son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua, por lo que precisarán de tratamientos que eviten esa corrosión.
- Mala resistencia al fuego: Las propiedades resistentes del acero a altas temperaturas se reducen considerablemente.
- Pandeo: Susceptibles a este fenómeno cuanto más esbeltos y largos sean los elementos sometidos a compresión.

- Fractura frágil: Bajo ciertas condiciones, el acero puede fallar de forma frágil provocando fallos catastróficos.

Parece claro que las ventajas que nos ofrece el acero frente al hormigón para las necesidades específicas de esta construcción, son suficientes como para decantarnos por una estructura metálica.

2.1.4. Tipos de aceros

Tal y como se nos dice en el libro *Estructuras de Acero 1 - Ramón Argüelles*, el cálculo de las Estructuras de Acero comienza a aparecer dentro del conjunto normativo que forman los EUROCÓDIGOS en el año 1979. En España las prescripciones técnicas respecto al acero se recogen, siguiendo criterios similares a los del Eurocódigo 3, en el Documento Básico SE-A del Código Técnico de la Edificación, CTE.

La designación de los aceros está regulada por las normas UNE EN 10025 y UNE EN 10210-1. Los aceros se designan mediante la letra S (Steel) seguida de un número (235, 275 o 355) que indica el límite elástico (f_y) en N/mm². Según los resultados que se obtienen del ensayo de resiliencia a distintas temperaturas, se dividen en los grados JR, JO y J2; siendo creciente su soldabilidad desde el grado JR al J2.

Grado JR: Utilizado en construcciones soldadas ordinarias

Grado JO: Utilizado en construcciones soldadas con exigencias de alta soldabilidad

Grado J2: Utilizado en construcciones soldadas con exigencias especiales

Todos los aceros se fabrican bajo pedido salvo los aceros S275 JR. Como nuestra estructura no tiene altas exigencias de resistencia o de soldabilidad, la elección de acero S275 JR es la más conveniente, ya que supondrá un importante ahorro en costes de producción.

Por tanto, las características de nuestro acero serán:

- Límite elástico (f_y) → 275 N/mm²
- Límite de rotura último (f_u) → 410 N/mm²
- Módulo de Elasticidad (E) → 210.000 N/mm²
- Coeficiente de Poisson (ν) → 0,3
- Coeficiente de dilatación térmica (α) → $1,2 \times 10^{-5}$ (°C)⁻¹
- Densidad (ρ) → 7.850 kg/m³

2.2. NORMATIVA APLICABLE

El diseño y cálculo del polideportivo se proyecta conforme a la normativa vigente. Siendo esta la que se muestra a continuación:

- Código Técnico de la Edificación:
 - ~ CTE-DB-SE: Documento Básico de Seguridad Estructural
 - ~ CTE-DB-SE-AE: Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación.
 - ~ CTE-DB-SE-A: Documento Básico de Seguridad Estructural – Acero.
 - ~ CTE-DB-SI: Documento Básico de Seguridad en Caso de Incendio.
 - ~ CTE-BB-HE: Documento Básico de Ahorro de Energía.
- NCSE-02: Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación.
- EAE: Instrucción de Acero Estructural.
- Eurocódigos Estructurales:
 - ~ EC1: Eurocódigo 1. Acciones.
 - ~ EC2: Eurocódigo 3. Estructuras de acero.

CAPÍTULO 3
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En este capítulo, se describirán las características que presentará la nave debido principalmente a las solicitudes a las que la estructura estará expuesta y las necesidades que deberá cumplir debido a la actividad que se llevará a cabo en su interior. Se describirá su ubicación, sus dimensiones y los elementos más destacables, así como el estudio geotécnico.

3.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El polideportivo a realizar estará ubicado en el Campus Deportivo de la Universidad de Valladolid – Fuente la Mora. Se considerará que dispone de red de saneamiento, suministro de energía y abastecimiento de agua.

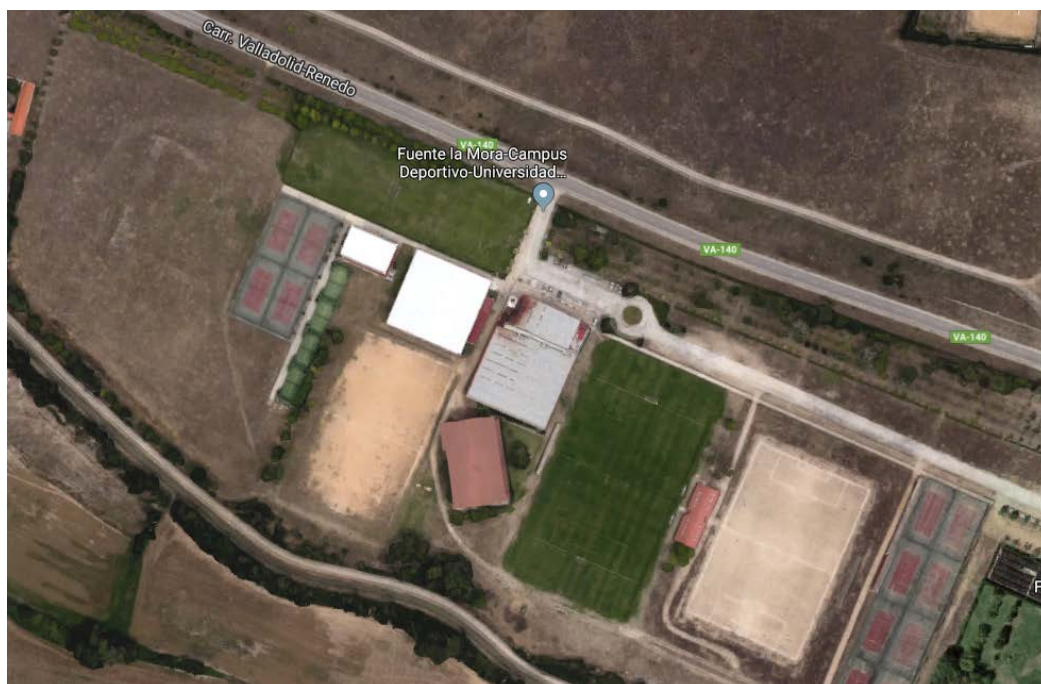


Figura 1. Ubicación del polideportivo. (Ref: GoogleMaps)

El polideportivo constará de dos sistemas estructurales, uno de ellos albergará la pista deportiva y el otro la zona administrativa, aseos y vestuarios.

3.1.1. Estructura principal:

Será el módulo estructural donde se encontrarán las pistas polideportivas. Contará con 11 pórticos a un agua, separados 5 metros entre sí. La altura máxima de cubierta será de 13 metros y la menor de 10 metros. Los pórticos contarán con una cercha Warren con montantes, la elección de este tipo de cercha es debido a que una cercha Warren no es recomendada para grandes luces pero al añadirle los montantes, se consigue adaptar a las necesidades específicas de la obra y reducir el número de elementos respecto a otras disposiciones, lo que conlleva un ahorro económico.

La cubierta a un agua, con una pendiente 8,82 %, está concebida por medio de paneles sándwich y paneles translúcidos de policarbonato, que irán anclados a correas. Los paneles sándwich con tapajuntas elegidos serán del GRUPO PANEL SANDWICH, con ellos se asegura la estanqueidad en cubierta. Los paneles translúcidos de policarbonato serán de la marca SUNPAL, gracias a ellos se obtendrá luz natural en el pabellón sin una pérdida destacable de aislamiento térmico. Más adelante, en el apartado 4.1.1. *Peso propio*, se especificarán los detalles técnicos de los paneles.

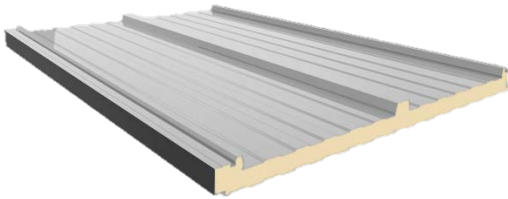


Figura 2. Panel Sandwich con tapajuntas (Ref: [7])

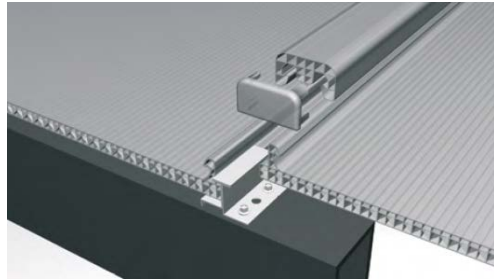


Figura 3. Panel translucido de policarbonato (Ref: [8])

Las correas tendrán una separación entre ellas de 2,12 m y, por lo general, una longitud de 10 metros. Las correas se montarán de tal manera que abarcarán dos pórticos, pero estarán distribuidas de forma escalonada, por lo que quedarán algunas correas con una longitud de 5 metros, tanto en la parte frontal como en la parte trasera. Esto se ilustra en la *Figura 4*.

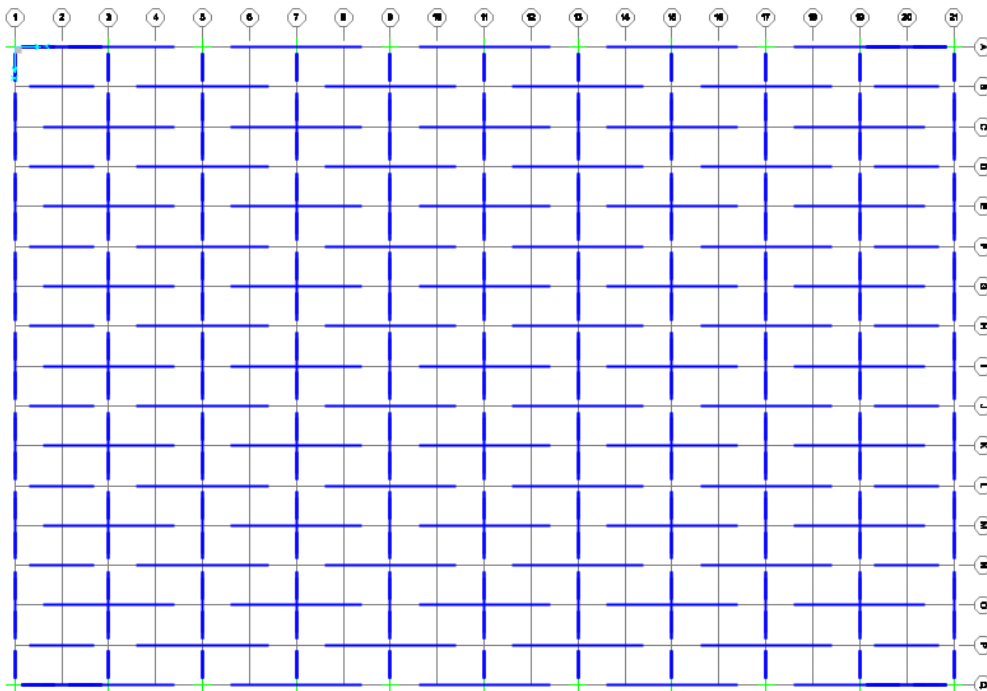


Figura 4. Distribución de correas en estructura principal.

Las fachadas se compondrán de paneles prefabricados de hormigón apoyados directamente sobre vigas riostras de cimentación. En su parte vertical, serán de una sola pieza, que llegará hasta cubierta con una longitud según proceda de 11 o 13 metros y al estar apoyados sobre cimentación, no se tendrán en cuenta para los cálculos de acciones.

3.1.2. Estructura secundaria:

Servirá como vestíbulo e incluirá aseos y vestuarios. Estará conectada al módulo principal mediante una viga continua apoyada en los pilares de la misma, por medio de ménsulas. Esta estructura secundaria tendrá forma triangular, se ubicará en un lateral del sistema principal y su estructura también será metálica, a excepción del forjado usado que será de chapa colaborante. Tendrá una altura de 3 metros.

Los cerramientos verticales en este caso, se ejecutarán mediante ladrillos cara vista y no afectarán al cálculo de acciones de la estructura.

Por último y con objeto de cumplir con la *sección HE 4: Contribución solar mínima de agua caliente sanitaria* del *Documento Básico de Ahorro de Energía del Código Técnico de la Edificación, (CTE-DB-HE 4)*, donde se indica que en edificios de nueva construcción en los que exista una demanda de agua caliente sanitaria (ACS) mayor a 50 l/d, tendrá que haber una contribución solar mínima dependiente de la zona climática y los niveles de demanda de ACS. Tendremos que contar con una instalación solar que satisfaga estas exigencias.

En un caso real, el cálculo y dimensionamiento de esta instalación correspondería a una empresa de instalaciones, que entregaría los datos pertinentes al calculista para tener en cuenta las acciones que la instalación producirá en la estructura. En nuestro caso, al no ser el objeto de este TFG, estimaremos la instalación con unos números aproximados, que nos servirán para tener en cuenta como influiría una instalación de este tipo en la estructura, de una forma académica.

Para calcular la demanda total de ACS, se estima que en un día pueda haber 4 partidos por la mañana y 4 por la tarde, que cada equipo este compuesto por 20 personas y que todas ellas se duchen. Tal y como nos dice la *tabla 4.1 del DB-HE-4*, (en este documento la *Figura 5. Demanda de referencia a 60 °C*) en Vestuarios/Duchas colectivas la demanda de ACS corresponde a 21 litros por persona y día.

Critero de demanda	Litros/día-unidad	unidad
Vivienda	28	Por persona
Hospitales y clínicas	55	Por persona
Ambulatorio y centro de salud	41	Por persona
Hotel *****	69	Por persona
Hotel ****	55	Por persona
Hotel ***	41	Por persona
Hotel/hostal **	34	Por persona
Camping	21	Por persona
Hostal/pensión *	28	Por persona
Residencia	41	Por persona
Centro penitenciario	28	Por persona
Albergue	24	Por persona
Vestuarios/Duchas colectivas	21	Por persona
Escuela sin ducha	4	Por persona
Escuela con ducha	21	Por persona
Cuarteles	28	Por persona
Fábricas y talleres	21	Por persona

Figura 5. Demanda de referencia a 60 °C. (Tabla 4.1 - CTE-DB-HE-4)

Por tanto, en nuestro polideportivo habrá una demanda de:

$$\left(20 \frac{\text{personas}}{\text{equipo} \cdot \text{partido}} \cdot 2 \text{ equipos}\right) \cdot 8 \text{ partidos} \cdot 21 \frac{\text{litros}}{\text{persona} \cdot \text{día}} = 6.720 \text{ l/d} \quad (1)$$

Demanda total de ACS del edificio (l/d)	Zona climática				
	I	II	III	IV	V
50 – 5.000	30	30	40	50	60
5.000 – 10.000	30	40	50	60	70
> 10.000	30	50	60	70	70

Figura 6. Contribución solar mínima anual para ACS en %. (Tabla 2.1 - CTE-DB-HE-4)

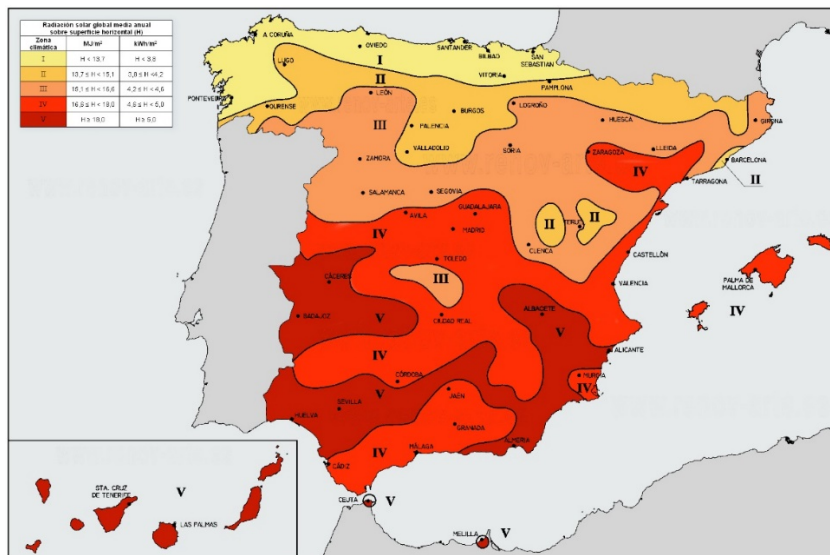


Figura 7. Mapa radiación solar CTE

Con una demanda entre 5.000 y 10.000 l/d y estando ubicado en la zona II, se exigirá una contribución mínima del 40%. Suponiendo que la instalación solar caliente todo el agua del depósito en el tiempo que dura un partido, el ACS que hay que aportar correspondería al 40% de la gastada por 40 personas a la vez. Esto son:

$$\left(40 \text{ personas} \cdot 21 \frac{\text{litros}}{\text{persona}}\right) \cdot 40\% = 336 \text{ litros} \quad (2)$$

Para cubrir esta demanda de ACS, se instalarán 3 paneles solares de tubos de vacío de alto rendimiento. Se utilizarán los datos que proporciona VIESMANN, para su modelo VITOSOL 300-TM. Se instalarán en la cubierta del módulo secundario, ya que este tipo de placas permite el montaje en horizontal y el mantenimiento será más sencillo llevarlo a cabo en la cubierta plana de la estructura secundaria que en la cubierta inclinada de la estructura principal. Además, la estructura secundaria tiene orientación sur, condición indispensable para un correcto funcionamiento de los paneles solares. Las características técnicas se mostrarán en el apartado 4.1.1.2 *Peso propio en cubierta*. El ACS se almacenará en un depósito ubicado en el cuarto de máquinas. Sus características carecen de importancia a la hora de dimensionar la cubierta.



Figura 8. Panel solar de tubos de vacío. VITOSOL 300-TM. (Ref.: [9])

A continuación, se muestran las características geométricas de una forma más esquemática:

Estructura principal:

- Altura máxima de cubierta: 13 m.
- Altura mínima de cubierta: 10 m.
- Anchura: 34 m.
- Profundidad: 50 m.
- Pendiente de cubierta a un agua: 8,82 %
- Número de pórticos: 11.
- Número de correas: 17 correas por pórtico, separadas 2,376 m entre sí.

Estructura secundaria:

- Altura: 3 m.
- Forma de triángulo rectángulo isósceles:
 - ~ Catetos: 21,213 m.
 - ~ Hipotenusa: 30 m.
 - ~ Forjado de chapa colaborante.

3.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

La parcela presenta una pendiente menor del 5%. Litológicamente se pueden diferenciar los siguientes conjuntos:

- De 0,00 – 0,50 m. Suelo vegetal areno limoso.
- De 0,50 – 1,25 m. Gravas y arenas arcillosas.
- A partir de 1,25 m. Arcillas limosas compactas.

No se detecta la presencia de ningún nivel freático próximo a la superficie, se estima que se sitúa a una profundidad de 8,00 m. Se puede cimentar en el estrato de arcillas limosas compactas.

Se opta por apoyar la estructura sobre zapatas individuales de hormigón armado transfiriendo la carga al sustrato resistente.

Parámetros geotécnicos estimados:

Cota de cimentación	-1,50 m
Estrato previsto para cimentar	Arcillas limosas
Nivel freático	-8,00 m
Tensión admisible considerada	0,20 N/mm ²

Tabla 1. Parámetros geotécnicos.

CAPÍTULO 4
DEFINICIÓN DE ACCIONES

4.1. ACCIONES PERMANENTES

Como ya se dijo en el 2.1.2. *Acciones en estructuras*, las acciones permanentes son aquellas que actúan de forma continua sobre la estructura. En nuestro caso, serán relativas al peso propio del edificio y las acciones del terreno.

4.1.1. Peso propio

4.1.1.1. Peso propio de la estructura

En cuanto al peso propio de la estructura, dependerá de los elementos que se utilicen. Por tanto, desconoceremos este dato a priori. Sin embargo, el programa que se utilizará para el cálculo y dimensionado de la estructura (SAP2000) asignará este valor automáticamente, según el perfil usado en cada caso.

4.1.1.2. Peso propio en cubiertas

Los paneles elegidos para la cubierta del pabellón, serán del tipo panel sándwich tapajuntas del GRUPO PANEL SANDWICH, de 40 mm de espesor tendrán un peso de 11 kg/m².

AISLAMIENTO TÉRMICO Y PESO		
PANEL SANDWICH	TRANSMISIÓN TÉRMICA	PESO
Espesor medio	Coficiente K en W/m ² k	Kg/m ²
30 mm	0'68	10'60 Kg/m ²
40 mm	0'53	11'00 Kg/m ²
50 mm	0'43	11'40 Kg/m ²

Figura 9. Ficha técnica panel sándwich. (Ref.: [7])

Los paneles translúcidos de policarbonato de la marca SUNPAL de 10 mm de espesor tendrán un peso de 2,60 kg/m².

Propiedades	Tipo SUNPAL®				
	8/600 Lite	8/6000	10/600	18/1000	20/1000
Largura centro a centro (mm)	600	600	600	1000	1000
Altura (mm)	23.5	23.5	25.5	33.5	35.5
Altura con ensamblador-pc (mm)	33	33	35	41	43
Peso por unidad de área (kg/m ²)	1.83	2.00	2.60	3.11	3.19
Peso por metro linear (kg/m ²)	1.11	1.24	1.56	3.11	3.19
Radio mínimo de curvatura (m)	2.0	2.0	2.4	3.0	3.0

Figura 10. Ficha técnica panel translúcido de policarbonato. (Ref.: [8])

Para la cubierta de la estructura secundaria, habrá que tener en cuenta el peso del forjado colaborante y de los paneles solares. Según el catálogo de VIESSMANN, el peso para cada panel será de 39 kg y el área de 2,36 m². Por lo que su peso superficial será de 16,53 kg/m².



		Vitosol 300-TM SP3C 1,25 m ² HW	Vitosol 300-TM SP3C 1,51 m ²	Vitosol 300-TM SP3C 3,03 m ²	
Superficie de absorción	m ²	1,25	1,51	3,03	
Superficie bruta	m ²	1,98	2,36	4,61	
Superficie de apertura	m ²	1,33	1,60	3,19	
Dimensiones	Anchura	mm	886	1052	2060
	Altura	mm	2244	2244	2244
	Profundidad	mm	150	150	150
Peso	kg	33	39	79	

Figura 11. Ficha técnica Vitosol 300-TM. (Ref.: [9])

Por último, tendremos en cuenta el peso propio de forjado colaborante. Se usarán los datos que nos ofrece el fabricante HIANSA, del GRUPO HIEMESA.

Según su catálogo, el valor dependerá del canto de la losa de hormigón y el espesor de la chapa; que a su vez, el espesor y el canto, dependerán de las cargas que vaya a haber sobre el forjado y la luz entre vigas. La luz entre vigas será de 5 m y las acciones, como veremos a continuación, en el peor de los casos, no excederán los 2 kN/m². Es por ello que la mejor opción será una chapa grecada de 1,00 mm de espesor y un canto de 17 cm de hormigón. Como vemos en la Figura 12. Resistencia del forjado colaborante según luz y canto., el fabricante nos asegura una resistencia de 232 daN/m² lo que equivale a 2,32 kN/m², con lo que estaríamos asegurando la resistencia del forjado. Por tanto, según las características elegidas, el peso total del forjado, como nos muestra la Figura 13, será de 265 kg/m², lo que equivale a 2,65 kN/m².

**Hormigón normal
Espesor 1,0 mm.**

		DOS APOYOS												SOBRECARGAS ESTÁTICAS EN daN/m ²											
		H (cm)																							
		14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25												
Luz (m)	2.00	1870	2095	2320	2462	2568	2671	2773	2872	2970	3065	3159	3251												
	2.20	1562	1750	1937	2125	2311	2403	2493	2581	2668	2753	2836	2918												
	2.40	1326	1485	1645	1804	1964	2123	2260	2339	2417	2493	2567	2640												
	2.60	1141	1279	1416	1553	1690	1827	1965	2102	2204	2273	2340	2405												
	2.80	994	1114	1233	1353	1472	1592	1711	1831	1950	2070	2145	2204												
	3.00	875	980	1085	1190	1295	1400	1506	1611	1716	1821	1926	2030												
	3.20	776	870	963	1056	1150	1243	1336	1430	1523	1616	1710	1803												
	3.40	694	778	861	945	1028	1112	1195	1279	1362	1446	1539	1621												
	3.60	626	701	776	851	926	1001	1077	1152	1227	1302	1377	1452												
	3.80	567	635	703	771	839	907	975	1043	1111	1179	1247	1315												
	4.00	516	578	641	704	767	830	893	956	1019	1082	1145	1208												
	4.20	473	534	596	658	720	782	844	906	968	1030	1092	1154												
	4.40	431	491	553	615	677	739	801	863	925	987	1049	1111												
	4.60	391	451	513	575	637	699	761	823	885	947	1009	1071												
	4.80	353	413	475	537	599	661	723	785	847	909	971	1033												
	5.00	317	377	439	501	563	625	687	749	811	873	935	997												
5.20	283	343	405	467	529	591	653	715	777	839	901	963													
5.40	251	311	373	435	497	559	621	683	745	807	869	931													
5.60	221	281	343	405	467	529	591	653	715	777	839	901													
5.80	193	253	315	377	439	501	563	625	687	749	811	873													
6.00	167	227	289	351	413	475	537	599	661	723	785	847													
6.20	143	203	265	327	389	451	513	575	637	699	761	823													
6.40	121	181	243	305	367	429	491	553	615	677	739	801													
6.60	101	161	223	285	347	409	471	533	595	657	719	781													
6.80	83	143	205	267	329	391	453	515	577	639	701	763													
7.00	67	127	189	251	313	375	437	499	561	623	685	747													

Figura 12. Resistencia del forjado colaborante según luz y canto. (Ref.: [10])

PESO PROPIO DEL FORJADO COLABORANTE (perfil+hormigón) Kg/m²

CANTO DE LA LOSA (cm)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
CONSUMO DE HORMIGÓN DEL FORJADO (m ³ /m ²)	0,075	0,085	0,095	0,105	0,115	0,125	0,135	0,145	0,155	0,165	0,175	0,185	
ESPESOR CHAPA (mm)	0.8	191	215	239	263	287	311	335	359	383	406	430	454
	1.0	193	217	241	265	289	313	337	361	385	409	433	457
	1.2	196	220	244	268	292	316	340	364	388	412	436	460

Figura 13. Peso propio del forjado colaborante. (Ref.: [10])

4.1.2. Acciones del terreno

Tal y como indica el *Estudio geotécnico*, la tensión admisible del terreno será de 0,20 N/mm². Este valor se usará en el cálculo de la cimentación.

4.2. ACCIONES VARIABLES

En el 2.1.2. *Acciones en estructuras*, ya se las definió como aquellas que actúan, o pueden actuar, en algún momento de la vida útil de la estructura alcanzando valores importantes.

4.2.1. Sobrecargas de uso

Se trata de todo aquello que pueda gravitar sobre el edificio debido a su uso. En nuestro caso, sólo tendremos sobrecargas de uso en las dos cubiertas. Tomaremos los valores característicos que se nos dan en la Tabla 3.1 del CTE-DB-SE-AE.

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

Figura 14. Valores característicos de las sobrecargas de uso. (Tabla 3.1 – CTE-DB-SE-AE)

Nuestras dos cubiertas serán únicamente accesibles para conservación y tendrán una inclinación menor a 20°. Según se indica en el CTE, se considerará cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida a su cerramiento no exceda de 1 kN/m², nuestro cerramiento de cubierta tiene un peso de 0,11 kN/m². Por tanto, en la cubierta a un agua tendremos una sobrecarga de 0,4 kN/m² y en la cubierta plana será igual a 1 kN/m².

4.2.2. Nieve

La acumulación de nieve en la cubierta produce cargas que pueden llegar a ser significativas. Es por eso que no podemos obviarla en nuestro cálculo. Según el apartado 3.5 del CTE-DB-SE-AE, como valor de carga de nieve por unidad de superficie, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (3)$$

Donde:

- μ : Es el coeficiente de forma de la cubierta. En el apartado 3.5.3 del documento anteriormente citado se nos dice que para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° (nuestro caso), el coeficiente de forma, μ , tomará el valor de 1.
- s_k : Es el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal. En la tabla 3.8 del CTE-DB-SE-AE podemos encontrar el valor en las capitales de provincia y ciudades autónomas. En nuestro caso, para Valladolid tenemos que s_k es igual a 0,4 kN/m².

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780
Almería	1.130	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas-	0
Ávila	180	1,0	Jaén	570	0,4	tián/Donostia	0
Badajoz	0	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Sevilla	1.090
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Soria	0
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tarragona	0
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,6	Tenerife	950
Castellón	0	0,2	Málaga	40	0,2	Teruel	550
Castellón	640	0,2	Murcia	130	0,2	Toledo	0
Ciudad Real	100	0,6	Orense / Ourense	230	0,4	Valencia/València	690
Córdoba	0	0,2	Oviedo	740	0,5	Valladolid	520
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	0	0,4	Vitoria / Gasteiz	650
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	

Figura 15. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.
(Tabla 3.8 - CTE-DB-SE-AE)

Por tanto, sustituyendo en la ecuación anterior, (3), nos quedará:

$$q_n = 1 \cdot 0,4 \frac{kN}{m^2} = 0,4 \frac{kN}{m^2} \quad (4)$$

En el apartado 3.5.3 del CTE-DB-SE-AE, se nos advierte de que el viento puede acompañar a las nevadas, pudiendo originar un depósito irregular de la nieve en las cubiertas. Se indica que para tener esto en cuenta, se tendrá que reducir a la mitad el coeficiente de forma, μ , en las partes en que la acción sea favorable.

En conclusión, tendremos 3 posibles distribuciones de nieve:

	N1 (kN/m ²)	N2 (kN/m ²)	N3 (kN/m ²)
Mitad izquierda	0,4	0,4	0,2
Mitad derecha	0,4	0,2	0,4

Tabla 2. Cargas de nieve.

4.2.3. Viento

El cálculo de las acciones del viento sobre la estructura es, sin duda, el más tedioso de todos. Su distribución y valor dependerán tanto de la forma y dimensiones de la construcción, como de las características de su superficie y de la dirección, intensidad y racheo del viento.

En general será una fuerza perpendicular a la superficie de incidencia y viene dada por la presión estática, q_e , que se expresa como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad (5)$$

- q_b : Presión dinámica del viento [kN/m²].
- c_e : Coeficiente de exposición [adimensional].
- c_p : Coeficiente eólico [adimensional].

4.2.3.1. q_b : Presión dinámica del viento

El valor de la presión dinámica del viento puede obtenerse de la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot v_b^2 \quad (6)$$

Donde δ es la densidad del aire y v_b el valor básico de la velocidad del viento. La densidad del viento depende, entre otros factores, de la altitud, temperatura, fracción del agua, etc... El valor de la velocidad del viento es el valor característico de la velocidad media del viento a lo largo de 10 minutos, tomada en una zona plana y desprotegida frente al viento a una altura de 10 metros sobre el suelo. De una forma

resumida, el CTE divide España en 3 zonas: A, B y C; correspondiéndose el valor de la presión dinámica del viento a: 0,42 kN/m², 0,45 kN/m² y 0,52 kN/m², respectivamente.

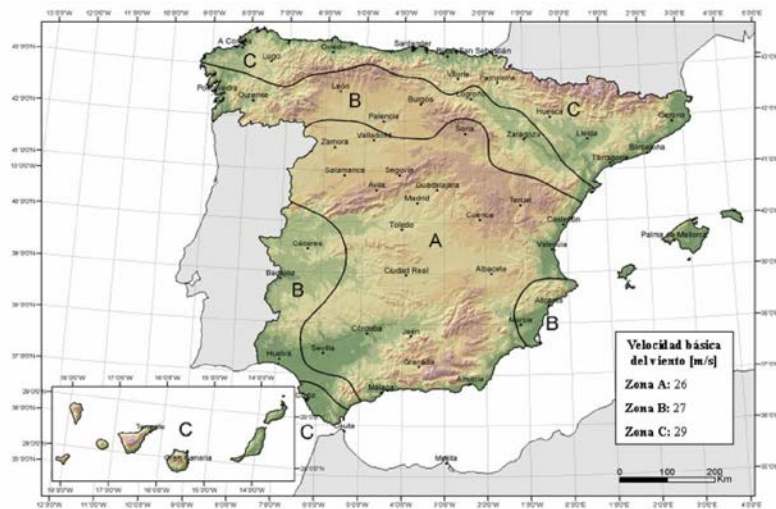


Figura 16. Mapa eólico de España, según el CTE. (Figura D.1 – CTE-DB-SE-AE)

En nuestro caso, Valladolid se sitúa en la zona A y por tanto le corresponde una presión dinámica de 0,42 kN/m².

4.2.3.2. c_e : Coeficiente de exposición

Este coeficiente, tendrá en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. El valor se sacará de la tabla 3.4 del CTE-DB-SE-AE.

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado						
	3	6	9	12	15	18	24
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,

Figura 17. Valores del coeficiente de exposición. (Tabla 3.4 – CTE-DB-SE-AE).

En nuestro edificio, tendremos tres alturas distintas: la correspondiente a la estructura secundaria y las correspondientes a la altura de coronación de la estructura principal y la altura del faldón. Tendremos que interpolar para conseguir el valor del coeficiente de exposición correspondiente a las alturas concretas.

La zona en la que se sitúa la construcción, se corresponde con la Zona IV: Zona urbana en general, industrial o forestal.

	Estructura secundaria	Faldón de cubierta en ppal	Coronación de cubierta en ppal
Altura (m)	3,5	10	13
C _e	1,32	1,77	1,97

Tabla 3. Coeficiente de exposición según altura.

4.2.3.3. c_p : Coeficiente eólico

El CTE-DB-SE-AE en el epígrafe 3.3.5 nos indica que para naves, el coeficiente eólico, debe individualizarse para cada elemento de la superficie exterior.

También se nos indica que si el edificio presenta grandes huecos, deberá estudiarse la acción del viento en el interior. En el caso que nos ocupa, nuestro polideportivo no contará con una gran superficie hueca. Tan sólo tendrá dos puertas y unas pequeñas ventanas en las fachadas laterales. Por lo que no será necesario, en este caso, tener en cuenta la acción interior del viento.

Por tanto, nos centraremos en el coeficiente eólico de presión exterior. Este dependerá de la dirección relativa del viento y de la forma del edificio. Utilizaremos los epígrafes necesarios, que van desde el D.3 – D.13.

Paramentos verticales

a) Viento a 0°

Las zonas A, B y C se encontrarán en los laterales del pabellón y las zonas D y E corresponderán, respectivamente, a la parte delantera y trasera del pabellón. Para la estructura secundaria, asumiremos que la parte delantera corresponderá a la zona D y la trasera a la zona E. De esta forma nos quedamos del lado de la seguridad, ya que será la condición más desfavorable. Esto lo podemos ver en la *Figura 18* y la *Figura 19*.

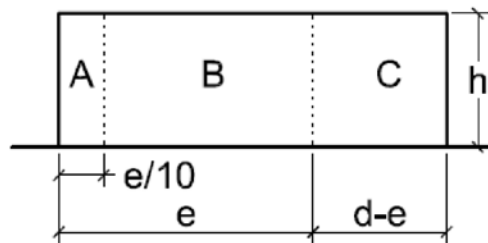


Figura 18. Alzado lateral. (Tabla D.3 - CTE-DB-SE-AE)

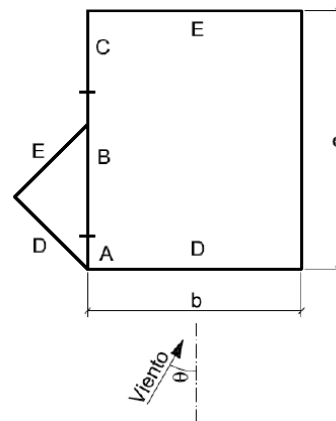


Figura 19. Planta.

Para determinar e , usaremos la fórmula siguiente:

$$e = \min(b, 2h) \tag{7}$$

Para facilitar los cálculos, asumiremos como altura de referencia $h = 13$ m. En ese caso tendremos que: $b = 34$ m, $d = 50$ m y $h = 13$ m $\rightarrow e = 26$ m.

A (m ²)	h/d	Zona				
		A	B	C	D	E
≥ 10	$13/50=0,26 \approx 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Tabla 4. Coeficiente eólico en paramentos verticales - viento frontal.

b) Viento a 90°

En este caso, las zonas A, B y C corresponderán a las zonas frontal y trasera del pabellón y las zonas D y E corresponderán, respectivamente, al lateral del pabellón donde incida el viento y al lateral contrario de incidencia. Para la estructura secundaria, consideraremos que si está en la cara de incidencia, se asumirá como zona D para sus dos caras y si está en el lado contrario, se asumirá como zona E.

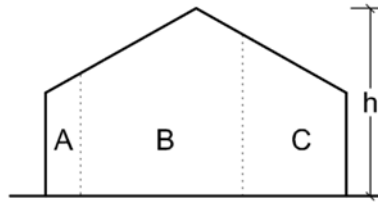


Figura 20. Alzado lateral.
(Tabla D.3 – CTE-DB-SE-AE)

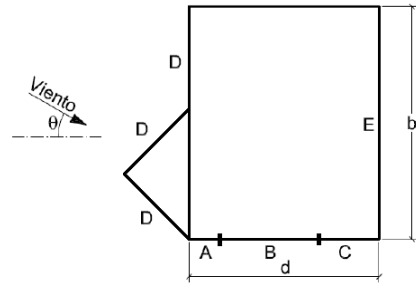


Figura 21. Planta.

Según la ecuación (7) y asumiendo también como altura de referencia $h = 13$ m. En este caso tendremos que: $b = 50$ m, $d = 34$ m y $h = 13$ m $\rightarrow e = 26$ m.

A (m ²)	h/d	Zona				
		A	B	C	D	E
≥ 10	$13/50=0,26\approx 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Tabla 5. Coeficiente eólico en paramentos verticales – viento lateral.

Paramentos horizontales

Calcularemos la acción del viento en las cubiertas de una manera similar a como lo hicimos para las fachadas, pero teniendo en cuenta que la cubierta de la estructura principal es a un agua y la de la estructura secundaria es plana.

a) Viento a 0°

Comenzamos con la cubierta plana, como el 0° son respecto al módulo principal, las zonas serán distintas a como aparecen en la Tabla D.4 del CTE-DB-SE. Haremos la siguiente aproximación, que reflejará bastante bien la realidad:

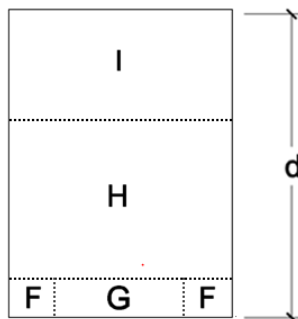


Figura 22. Planta (Según CTE).
(Tabla D.4 – CTE-DB-SE-AE).

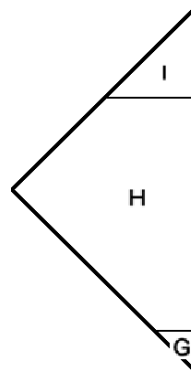


Figura 23. Planta.

Según la ecuación (7) y teniendo como altura, $h = 3$ m. En este caso tendremos que: $b = 30$ m, $d = 15$ m y $h = 3$ m $\rightarrow e = 6$ m.

A (m ²)	Zona			
	F	G	H	I
≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	0,2

Tabla 6. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento frontal.

La zona G abarca $e/10$ y la zona H abarca $e/2$, en este caso G corresponde a una zona tan pequeña, que no se tendrá en cuenta.

Para la cubierta a un agua de la estructura principal:

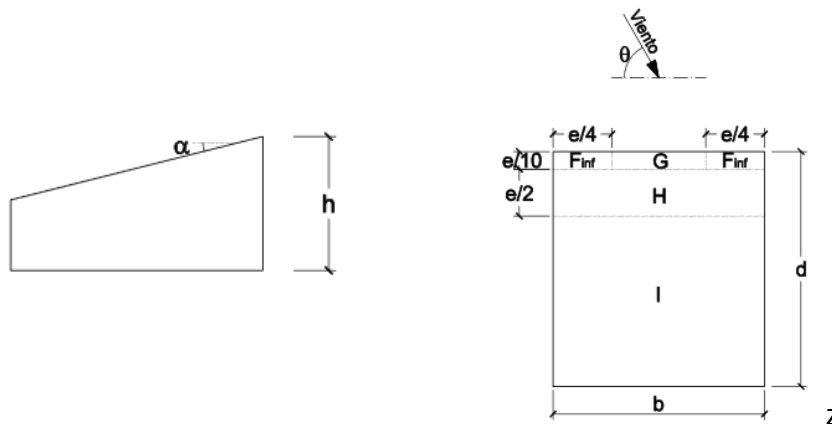


Figura 24. Alzado lateral. (Tabla D.5 – CTE-DB-SE-AE).

Figura 25. Planta.

Ángulo de la cubierta: $\tan^{-1} \frac{3}{34} = 5,04^\circ$

A (m ²)	Zona			
	F	G	H	I
≥ 10	-2,1	-1,8	-0,6	-0,5

Tabla 7. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento frontal.

b) Viento a 90°

Cubierta plana (en caso de que el viento incida en la otra cara lateral, las zonas serían simétricas respecto a estas):

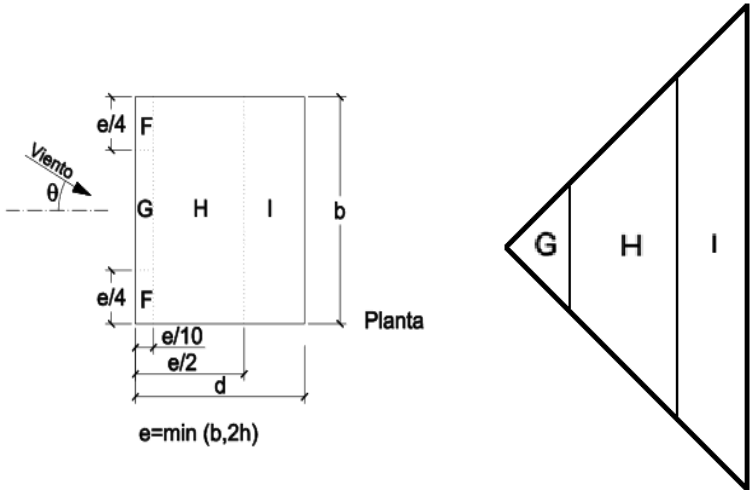


Figura 26. Planta.
(Tabla D.5 – CTE-DB-SE-AE).

Figura 27. Planta.

A (m ²)	Zona			
	F	G	H	I
≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	0,2

Tabla 8. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento lateral.

Para la cubierta a un agua, dependerá de si el viento incide sobre un lateral o el otro. Comenzamos con el supuesto de que el viento incida sobre la cara donde la cubierta es más baja:

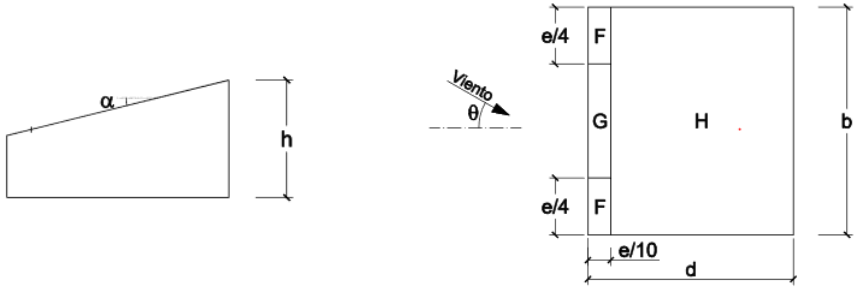


Figura 28. Alzado lateral.
(Tabla D.5 – CTE-DB-SE-AE).

Figura 29. Planta.

A (m ²)	Zona		
	F	G	H
≥ 10	-1,7 0,0	-1,2 0,0	-0,6 0,0

Tabla 9. Coeficiente eólico en paramentos horizontales – viento lateral.

Si el viento incide sobre el lateral donde la cubierta es más alta:

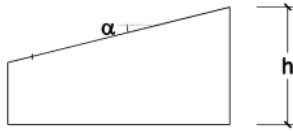


Figura 30. Alzado lateral.
(Tabla D.5 - CTE-DB-SE-AE).

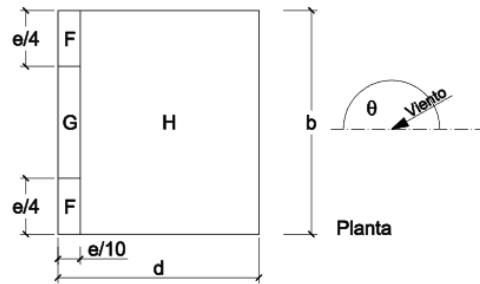


Figura 31. Planta.

A (m ²)	Zona		
	F	G	H
≥ 10	-2,3	-1,3	-0,8

Tabla 10. Coeficiente eólico en paramentos horizontales - viento lateral.

4.2.3.4. q_e : Presión estática del viento

Una vez calculados todos los coeficientes, podemos definir la presión estática, q_e , según la ecuación (5), para los distintos posibles casos que puedan darse. En total cuatro, coincidiendo con las cuatro caras del pabellón de forma perpendicular. En la *Tabla 11* y en la *Tabla 12* sólo se indican los datos necesarios, los que simétricamente son iguales, no se añaden.

Comenzamos con la tabla para el caso donde el viento incide en la parte frontal, de forma simétrica sacaremos la presión para el caso donde el viento incida en la parte trasera:

	ZONAS	q_b [kN/m ²]	C_e	C_p	q_e [kN/m ²]
Fachadas Verticales - Estructura Secundaria	A	0,42	1,32	-1,2	-0,67
	B	0,42	1,32	-0,8	-0,44
	C	0,42	1,32	-0,5	-0,28
	D	0,42	1,32	0,7	0,39
	E	0,42	1,32	-0,3	-0,17
Fachada Vertical - Fachada	A	0,42	1,77	-1,2	-0,89
	B	0,42	1,77	-0,8	-0,59
	C	0,42	1,77	-0,5	-0,37

Fachadas Verticales - Fachada Coronación Cubierta	D	0,42	1,77	0,7	0,52
	E	0,42	1,77	-0,3	-0,22
	A	0,42	1,97	-1,2	-0,99
	B	0,42	1,97	-0,8	-0,66
	C	0,42	1,97	-0,5	-0,41
	D	0,42	1,97	0,7	0,58
Cubierta plana	E	0,42	1,97	-0,3	-0,25
	F	0,42	1,32	-1,8	-1,00
	G	0,42	1,32	-1,2	-0,67
	H	0,42	1,32	-0,7	-0,39
Cubierta a un agua	I	0,42	1,32	0,2	0,11
	F	0,42	1,97	-2,1	-1,74
	G	0,42	1,97	-1,8	-1,49
	H	0,42	1,97	-0,6	-0,50
	I	0,42	1,97	-0,5	-0,41

Tabla 11. Carga estática del viento en dirección frontal.

Por último, la tabla para el caso donde el viento incida en el lateral de la estructura principal. Se hará de forma simétrica para ambos lados del pabellón, salvo por la singularidad en la cubierta de la estructura principal, donde los valores dependen del lado donde incida el viento, estas singularidades están reflejadas en las dos últimas filas de la tabla.

	ZONAS	q_b [kN/m ²]	C_e	C_p	q_e [kN/m ²]
Fachadas Verticales - Estructura Secundaria	A	0,42	1,32	-1,2	-0,67
	B	0,42	1,32	-0,8	-0,44
	C	0,42	1,32	-0,5	-0,28
	D	0,42	1,32	0,7	0,39
	E	0,42	1,32	-0,3	-0,17
Fachadas Verticales - Fachada Faldón Cubierta	A	0,42	1,77	-1,2	-0,89
	B	0,42	1,77	-0,8	-0,59
	C	0,42	1,77	-0,5	-0,37
	D	0,42	1,77	0,7	0,52
	E	0,42	1,77	-0,3	-0,22
Fachadas Verticales - Fachada Coronación Cubierta	A	0,42	1,97	-1,2	-0,99
	B	0,42	1,97	-0,8	-0,66
	C	0,42	1,97	-0,5	-0,41
	D	0,42	1,97	0,7	0,58
	E	0,42	1,97	-0,3	-0,25
Cubierta plana	F	0,42	1,32	-1,8	-1,00
	G	0,42	1,32	-1,2	-0,67
	H	0,42	1,32	-0,7	-0,39

Cubierta a un agua - Viento fachada faldón	I	0,42	1,32	0,2	0,11
	F	0,42	1,97	-1,7	-1,41
	G	0,42	1,97	-1,2	-0,99
	H	0,42	1,97	-0,6	-0,50
Cubierta a un agua - Viento fachada cumbrera	F	0,42	1,97	-2,3	-1,90
	G	0,42	1,97	-1,3	-1,08
	H	0,42	1,97	-0,8	-0,66

Tabla 12. Carga estática del viento en dirección lateral.

4.2.4. Acciones térmicas

Estas acciones son las debidas a las deformaciones y cambios geométricos que pueden sufrir los elementos debidos a la variación de la temperatura ambiente en el exterior. El CTE-DB-SE-AE en el apartado 3.4 nos dice que estas acciones pueden no considerarse cuando se dispongan juntas de dilatación o cuando no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud. Nuestra estructura no contiene ningún elemento continuo de más de 40 m de longitud, es por ello que podemos no tenerlas en cuenta.

4.3. ACCIONES ACCIDENTALES

4.3.1. Sismo

Las acciones sísmicas se rigen por la Norma de Construcción Sismorresistente – NCSE-02. Se nos dice que la aplicación de esta norma será obligatoria para edificios de nueva construcción excepto:

- En construcciones de importancia moderada.
- En edificios de importancia normal o especial con una aceleración sísmica básica, a_b , inferior a 0,04g ($g \rightarrow$ aceleración de la gravedad).
- En construcciones de importancia normal, que no exceda las siete plantas, con pórticos arriostrados en todas las direcciones y una a_b menor a 0,08g.

Como se puede ver en el mapa sísmico de la norma sismorresistente NCSE-02, *Figura 32*, Valladolid está situado en una zona con una aceleración sísmica básica menor a 0,04g. Además, en el 3.2. *Estudio geotécnico*, se nos indica que la $a_b < 0,04g$. Es por ello, que no se considerarán las acciones sísmicas en este proyecto.

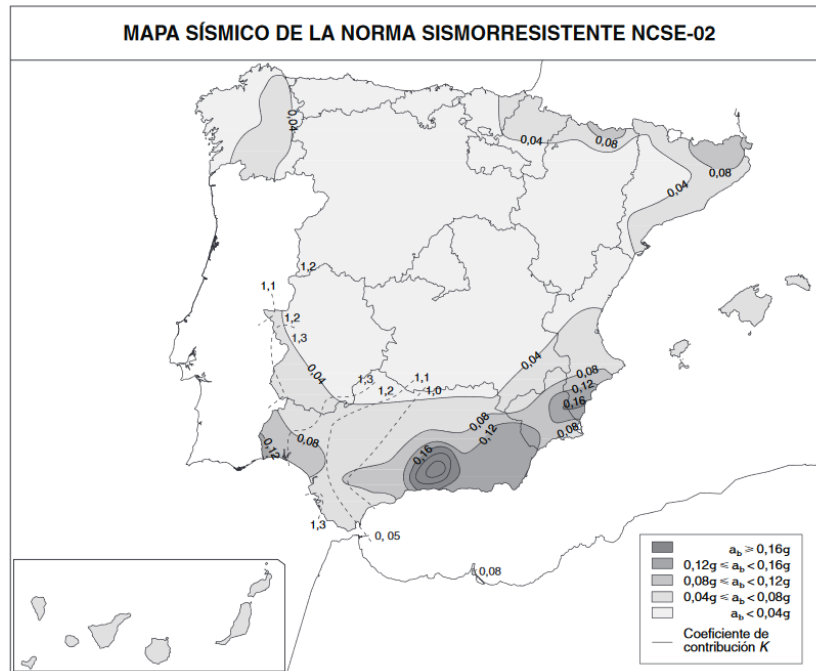


Figura 32. Mapa de Peligrosidad Sísmica. (Figura 2.1 – NCSE02).

4.3.2. Incendio

El Código Técnico de la Edificación – Documento Básico – Seguridad en caso de Incendio, CTE-DB-SI, se divide en seis puntos donde se recogen las exigencias básicas de seguridad en caso de incendio. Su objetivo consiste en reducir a límites aceptables, el riesgo de que los usuarios de un edificio sufran daños derivados de un incendio de origen accidental. Los puntos en los que se divide son los siguientes:

- Exigencia básica SI 1 – Propagación interior
- Exigencia básica SI 2 – Propagación exterior
- Exigencia básica SI 3 – Evacuación de ocupantes
- Exigencia básica SI 4 – Instalaciones de protección contra incendios
- Exigencia básica SI 5 – Intervención de bomberos
- Exigencia básica SI 6 – Resistencia al fuego de la estructura

Aspectos tales como la sectorización de superficies, la elección de materiales no estructurales según su resistencia al fuego, la distribución de salidas de emergencia o la realización de instalación contra incendios; son más propios de un proyecto básico y por tanto, quedan fuera del cálculo meramente estructural, objeto de este TFG. Es por ello que en este documento sólo se atenderá a la “Exigencia básica SI 6 – Resistencia al fuego de la estructura”.

Se considerará que los elementos estructurales principales de un edificio tendrán una resistencia suficiente al fuego si:

- Alcanzan la clase indicada en las tablas 3.1 y 3.2 del CTE-DB-SI 6, que representa el tiempo en minutos de resistencia ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura.
- Soporta dicha acción durante el tiempo equivalente de exposición al fuego indicado en el anejo B, del CTE-DB-SI 6.

Sector o local	Uso de la zona	Material estructural considerado	Estabilidad al fuego mín. de los elementos estructurales
Polideportivo	Pública concurrencia	Estructura metálica	R 90

Tabla 13. Resistencia al fuego de los elementos estructurales

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

Figura 33. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales. (Tabla 3.1 CTE-DB-SI).

4.3.3. Impacto

Las acciones sobre una construcción producidas por un impacto dependen de la masa, geometría y velocidad el cuerpo, así como de su capacidad de deformación y amortiguamiento tanto del objeto que impacta como del elemento contra el que impacta. En el CTE-DB-SE-AE apartado 4.3, sólo se consideran las acciones debidas a impactos accidentales, quedando excluidos los impactos premeditados. En este documento vienen recogidos los impactos de vehículos y otras acciones accidentales.

Respecto a los impactos de vehículos, recoge que pueden ser tanto interiores como exteriores. En nuestro caso concreto, un polideportivo, no se prevé la circulación de ningún tipo de carretilla en su interior. En cuanto a posibles impactos desde el exterior, estando la parcela en una zona sin acceso a vehículos, se antoja complicado un posible impacto de forma accidental.

Respecto al resto de acciones accidentales que se recogen en el CTE, tales como fábricas químicas, laboratorios o almacenes de materiales explosivos; ninguna de ellas se refiere al uso de un polideportivo.

Por todo lo anteriormente expuesto, las acciones respecto a posibles impactos no se tendrán en cuenta en este proyecto.

CAPÍTULO 5
COMBINACIÓN DE ACCIONES

Una vez determinadas todas las acciones se deberán combinar entre sí, con el fin de comprobar que la estructura cumpla con una serie de requisitos mínimos para la combinación más desfavorable de cargas que se pueda dar.

La combinación de acciones la haremos en base al Documento Básico de Seguridad Estructural, CTE-DB-SE. De acuerdo con el apartado 3 del DB-SE, se requieren dos tipos de verificaciones, relativas a:

- La estabilidad y resistencia (Estados Límite Últimos)
- La aptitud para el servicio (Estados Límite de Servicio)

5.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Los estados límite últimos, ELU, engloban a todos aquellos que produzcan el fallo de la estructura, ya sea por colapso o por rotura de la misma o de una parte de ella. Deben considerarse los debidos a:

- La pérdida del equilibrio de la estructura o parte de ella.
- El fallo por agotamiento de la resistencia de la estructura o de las secciones de los elementos estructurales que constituyen la misma.
- El fallo por agotamiento de la resistencia de las uniones.
- El fallo por deterioro progresivo bajo la actuación de cargas repetidas.

5.1.1. Verificaciones

- Estabilidad: Se considerará que hay suficiente estabilidad si para las distintas combinaciones de cargas, se cumple que el efecto de las acciones desestabilizadoras es menor o igual que el efecto de las acciones estabilizadoras.

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (8)$$

- Resistencia: Se considerará que hay suficiente resistencia si para las distintas combinaciones de cargas, se cumple que el efecto de las acciones es menor o igual que la resistencia del elemento correspondiente.

$$E_d \leq R_d \quad (9)$$

5.1.2. Combinación de acciones

1. Para determinar el valor del cálculo de los efectos producidos por una situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (10)$$

Siendo:

γ → Coeficiente parcial de seguridad. El subíndice G se refiere a las acciones permanentes, el P al pretensado y el Q a las acciones variables. El valor de este coeficiente lo encontraremos en la tabla 4.1 del CTE-DB-SE, para los distintos casos; en nuestro documento, la *Figura 34*.

Ψ → Coeficiente de simultaneidad. Si actúa más de una acción variable, se tomará una como principal ($\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$), debiendo adoptarse como principal una tras otra sucesivamente, y el resto de acciones variables en combinación ($\gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$). El valor de este coeficiente lo encontraremos en la tabla 4.2 del CTE-DB-SE, para los distintos casos; en nuestro documento, la *Figura 35*.

G → Valor de las acciones permanentes.

P → Valor del pretensado.

Q → Valor de una acción variable.

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

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

Figura 34. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. (Tabla 4.1 - CTE-DB-SE).

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

Figura 35. Coeficientes de simultaneidad (Ψ). (Tabla 4.2 - CTE-DB-SE).

2. Para determinar el valor del cálculo de los efectos de las acciones producidos por una situación extraordinaria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + A_d + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (11)$$

3. Para los casos en los que la acción accidental sea una acción sísmica, todas las acciones variables concomitantes, que actúan en el mismo sentido, se tendrán en cuenta con su valor casi permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (12)$$

Con objeto de simplificar los cálculos, se considerará que las acciones y situaciones serán de carácter persistente o transitorio. Lo que corresponde con el primer punto de los anteriormente expuestos.

5.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los estados límite de servicio, ELS, son los que, de ser superados, afectarán al confort y bienestar de los usuarios, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción. Los estados límite de servicio pueden ser reversibles o irreversibles, su reversibilidad dependerá de si se exceden los límites especificados como admisibles. Como ELS deben considerarse los relativos a:

- Deformaciones (flechas, asientos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos de instalaciones.
- Vibraciones que causen una falta de confort de las personas, o que afecten a la funcionalidad de la obra.
- Daños o deterioro que puedan afectar desfavorablemente a la apariencia, durabilidad o funcionalidad de la obra.

5.2.1. Verificaciones

- Flechas: Se admitirá una estructura como suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de cargas, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
 - a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles 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 casos

- Desplazamientos horizontales: Se admitirá que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de cargas casi permanentes, el desplome relativo es menor de:
 - a) Desplome total: 1/500 de la altura del edificio
 - b) Desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

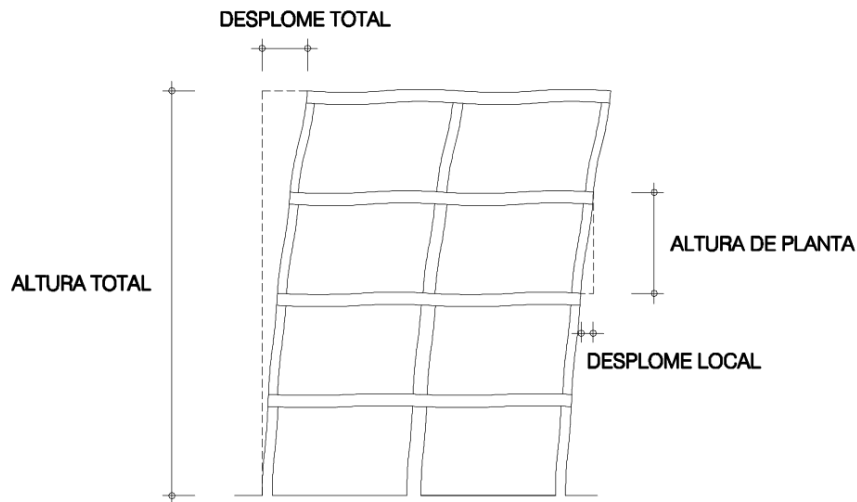


Figura 36. Desplomes. (Figura 4.1 - CTE-DB-SE).

5.2.2. Combinación de acciones

1. Para determinar los efectos debidos a las acciones de corta duración que puedan resultar irreversibles:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (13)$$

Considerando la actuación simultánea de:

- a) Todas las acciones permanentes ($G_{k,j}$) y de pretensado (P).
 - b) Una acción variable cualquiera ($Q_{k,1}$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente.
 - c) El resto de acciones variables, en valor de combinación ($\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$).
2. Para determinar los efectos debidos a las acciones de corta duración que puedan resultar reversibles:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (14)$$

Considerando la actuación simultánea de:

- a) Todas las acciones permanentes ($G_{k,j}$) y de pretensado (P).
- b) Una acción variable cualquiera ($\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente.
- c) El resto de acciones variables, en valor de combinación ($\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$).

3. Para determinar los efectos debidos a las acciones de larga duración:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (15)$$

Considerando la actuación simultánea de:

- a) Todas las acciones permanentes ($G_{k,j}$) y de pretensado (P).
- b) Todas las acciones variables, en valor de combinación ($\Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$).

Con objeto de simplificar los cálculos, se considerará que las acciones y situaciones serán de corta duración y de carácter irreversible. Lo que corresponde con el primer punto de los anteriormente expuestos.

5.3. COMBINACIÓN DE LAS ACCIONES DEL PROBLEMA

Una vez expuestas las bases de cálculo que se exigen desde el Código Técnico de la Edificación, procedemos a aplicarlo a nuestro problema en concreto. Comenzaremos con un resumen de las cargas consideradas:

Peso propio:

- Peso propio de la estructura: Por definir.
- Cubierta principal $\left\{ \begin{array}{l} \text{Panel sandwich} \rightarrow 0,11 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Panel translúcido} \rightarrow 0,026 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Panel solar} \rightarrow 0,1653 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$
- Cubierta secundaria: Forjado colaborante $\rightarrow 2,65 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga de uso:

- En cubierta de estructura principal: $0,4 \text{ kN/m}^2$
- En cubierta de estructura secundaria: 1 kN/m^2

Viento:

- V1 → Viento a 0°
- V2 → Viento a 90°
- V3 → Viento a 180°
- V4 → Viento a 275°

Nieve:

- N1 → En faldón y cumbrera: 0,4 kN/m²
- N2 → En faldón: 0,4 kN/m² y en cumbrera: 0,2 kN/m²
- N3 → En faldón: 0,2 kN/m² y en cumbrera: 0,4 kN/m²

Una vez definidas todas las cargas, pasaremos a definir los coeficientes necesarios, según la *Figura 34*. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones. y la *Figura 35*:

Coeficientes parciales de seguridad, γ :

- Peso propio → $\gamma_G = 1,35$.
- Acciones variables → $\gamma_Q = 1,50$.

Coeficientes de simultaneidad, Ψ :

- Sobrecarga de uso: Cubierta accesible únicamente para mantenimiento (Categoría G) → $\Psi_{0,i} = 0,00$
- Nieve: Para altitudes ≤ 1000 m → $\Psi_{0,i} = 0,50$
- Viento → $\Psi_{0,i} = 0,60$

Una vez tenemos los coeficientes, comenzamos a combinar las distintas hipótesis que podrán ocurrir:

Explicación	Combinación
P.P. + Viento	1
P.P. + Nieve	2
P.P. + Nieve + Viento	3
P.P. + SCU	4
P.P. + SCU + Viento	5
P.P. + SCU + Nieve	6
P.P. + SCU + Viento + Nieve	7

Tabla 14. Combinación de acciones.

El objetivo es encontrar la combinación más desfavorable que se pueda dar; si nos fijamos en el coeficiente de simultaneidad, Ψ , de la SCU nos damos cuenta que este es igual a 0, parece lógico pensar que el mantenimiento de cubierta no se va a realizar en condiciones ambientales adversas, por ello las combinaciones 5, 6 y 7 no tienen mucho sentido, las podremos descartar.

Nos quedaremos entonces con las combinaciones 1, 2, 3 y 4.

5.3.1. Estados Límite Últimos en el problema

Para el caso de estados límite últimos, como ya dijimos anteriormente, asumiremos que todas las acciones corresponden a situaciones persistentes o transitorias. Por tanto, para determinar el valor del cálculo de los efectos producidos por las acciones de nuestro problema, usaremos la ecuación (10) y siguiendo las posibles combinaciones definidas anteriormente nos queda:

Combinatoria completa de acciones ELU									
Comb.	PP	SCU	N1	N2	N3	V1	V2	V3	V4
Combinación 1: Peso propio + Viento									
I	γ_G	0	0	0	0	γ_Q	0	0	0
II	γ_G	0	0	0	0	0	γ_Q	0	0
III	γ_G	0	0	0	0	0	0	γ_Q	0
IV	γ_G	0	0	0	0	0	0	0	γ_Q
Combinación 2: Peso propio + Nieve									
V	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	0	0
VI	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	0	0
VII	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	0	0
Combinación 3: Peso propio + Nieve + Viento									
Hipótesis 1: Viento carga principal y Nieve en combinación									
VIII	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	γ_Q	0	0	0
IX	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0	γ_Q	0	0
X	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0	0	γ_Q	0
XI	γ_G	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0	0	0	γ_Q
XII	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	γ_Q	0	0	0
XIII	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	γ_Q	0	0
XIV	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0	γ_Q	0
XV	γ_G	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0	0	γ_Q
XVI	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	γ_Q	0	0	0
XVII	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	γ_Q	0	0
XVIII	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	γ_Q	0
XIX	γ_G	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0	γ_Q
Combinación 3: Peso propio + Nieve + Viento									
Hipótesis 2: Nieve carga principal y Viento en combinación									
XX	γ_G	0	γ_Q	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0
XXI	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0
XXII	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0

XXIII	γ_G	0	γ_Q	0	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$
XXIV	γ_G	0	0	γ_Q	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0
XXV	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0
XXVI	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0
XXVII	γ_G	0	0	γ_Q	0	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$
XXVIII	γ_G	0	0	0	γ_Q	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0	0
XXIX	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0	0
XXX	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$	0
XXXI	γ_G	0	0	0	γ_Q	0	0	0	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,i}$
Combinación 4: Peso Propio + Sobrecarga de uso									
XXXII	γ_G	γ_Q	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 15. Combinatoria completa de acciones ELU.

5.3.2. Estados Límite de Servicio en el problema

Para el caso de estados límite de servicio, como ya dijimos anteriormente, asumiremos que todas las acciones y situaciones serán de corta duración y de carácter irreversible. Por tanto, para determinar el valor del cálculo de los efectos producidos por las acciones de nuestro problema, usaremos la ecuación (13) y siguiendo las posibles combinaciones definidas anteriormente nos queda:

Combinatoria completa de acciones ELS									
Comb.	PP	SCU	N1	N2	N3	V1	V2	V3	V4
Combinación 1: Peso propio + Viento									
I	1	0	0	0	0	1	0	0	0
II	1	0	0	0	0	0	1	0	0
III	1	0	0	0	0	0	0	1	0
IV	1	0	0	0	0	0	0	0	1
Combinación 2: Peso propio + Nieve									
V	1	0	1	0	0	0	0	0	0
VI	1	0	0	1	0	0	0	0	0
VII	1	0	0	0	1	0	0	0	0
Combinación 3: Peso propio + Nieve + Viento									
Hipótesis 1: Viento carga principal y Nieve en combinación									
VIII	1	0	$\psi_{0,i}$	0	0	1	0	0	0
IX	1	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0	1	0	0
X	1	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0	0	1	0

XI	1	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0	0	0	1
XII	1	0	0	$\psi_{0,i}$	0	1	0	0	0
XIII	1	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0	1	0	0
XIV	1	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0	1	0
XV	1	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0	0	1
XVI	1	0	0	0	$\psi_{0,i}$	1	0	0	0
XVII	1	0	0	0	$\psi_{0,i}$	0	1	0	0
XVIII	1	0	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0	1	0
XIX	1	0	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0	1
Combinación 3: Peso propio + Nieve + Viento									
Hipótesis 2: Nieve carga principal y Viento en combinación									
XX	1	0	1	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0
XXI	1	0	1	0	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0
XXII	1	0	1	0	0	0	0	$\psi_{0,i}$	0
XXIII	1	0	1	0	0	0	0	0	$\psi_{0,i}$
XXIV	1	0	0	1	0	$\psi_{0,i}$	0	0	0
XXV	1	0	0	1	0	0	$\psi_{0,i}$	0	0
XXVI	1	0	0	1	0	0	0	$\psi_{0,i}$	0
XXVII	1	0	0	1	0	0	0	0	$\psi_{0,i}$
XXVIII	1	0	0	0	1	$\psi_{0,i}$	0	0	0
XXIX	1	0	0	0	1	0	$\psi_{0,i}$	0	0
XXX	1	0	0	0	1	0	0	$\psi_{0,i}$	0
XXXI	1	0	0	0	1	0	0	0	$\psi_{0,i}$
Combinación 4: Peso Propio + Sobrecarga de uso									
XXXII	1	1	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 16. Combinatoria completa de acciones ELS

Vemos que en total tendremos 32 posibles combinaciones para el criterio de estados límite últimos y otras 32 para el criterio de estados límite de servicio. En el programa SAP2000, introduciremos todas estas posibles combinaciones para lograr un correcto dimensionado de nuestra estructura.

CAPÍTULO 6
CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

Como ya se ha dicho anteriormente, se utilizará el programa SAP2000 para dimensionar la estructura. Es un programa muy potente, que nos permite calcular una gran cantidad de elementos de una manera mucho más rápida que si lo hiciésemos a mano.

6.1. MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

6.1.1. Geometría, materiales y secciones.

El primer paso será elegir la plantilla que se ajuste a las necesidades de nuestra estructura y las unidades que se vayan a utilizar. En nuestro caso, hemos optado por no escoger ninguna plantilla ya definida y empezar con una cuadrícula, para poder trabajar con más libertad y elegir los valores específicos de nuestra estructura. Las unidades, aunque se pueden cambiar en cualquier momento, es recomendable definir las desde el principio, en nuestro caso elegiremos kN, m y °C.

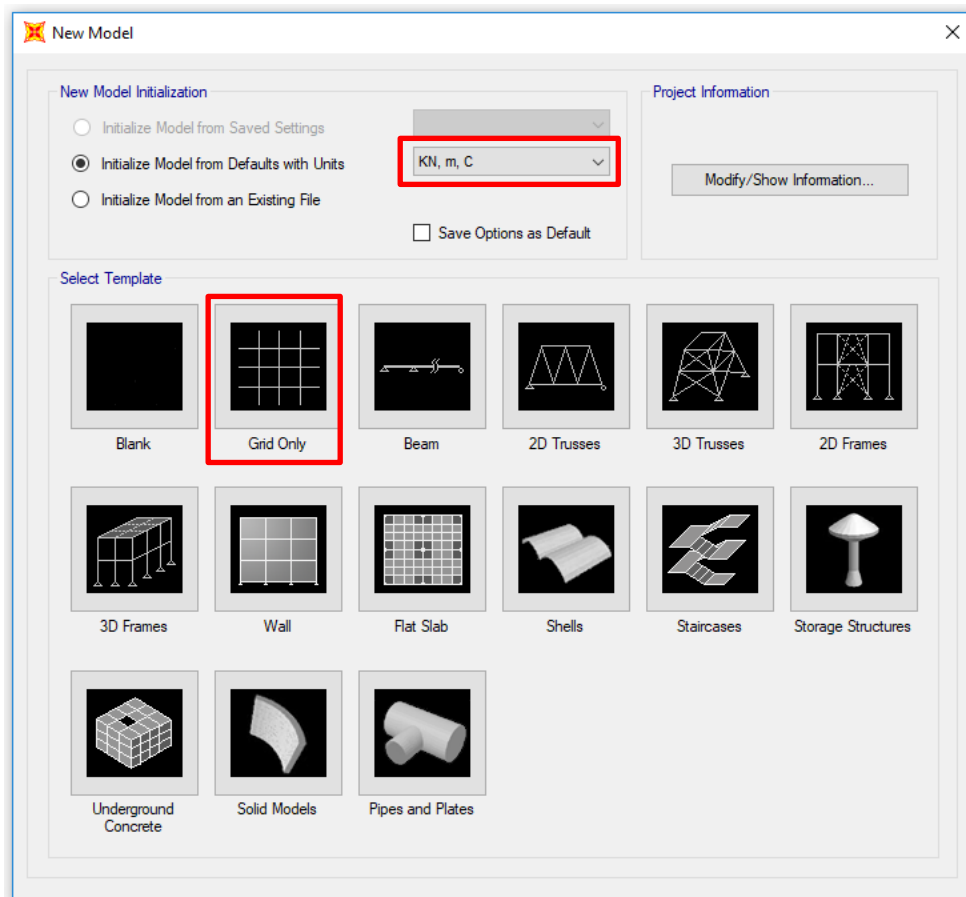


Figura 37. Selección de plantillas.

6.1.1.1. Estructura principal

El siguiente paso será definir la rejilla. Comenzaremos modelizando primero el módulo principal. En 'dirección x', como nuestra cercha está dividida en 16 partes, necesitaremos 17 puntos, todos ellos separados 2,125 m. En 'dirección y', al contar con 11 pórticos, definiremos 11 tramos, separados 5 m entre ellos. Y por último, en 'dirección z', necesitaremos 4 tramos pero de distintas alturas entre ellos, esto lo ajustaremos después de haber aceptado la ventana actual.

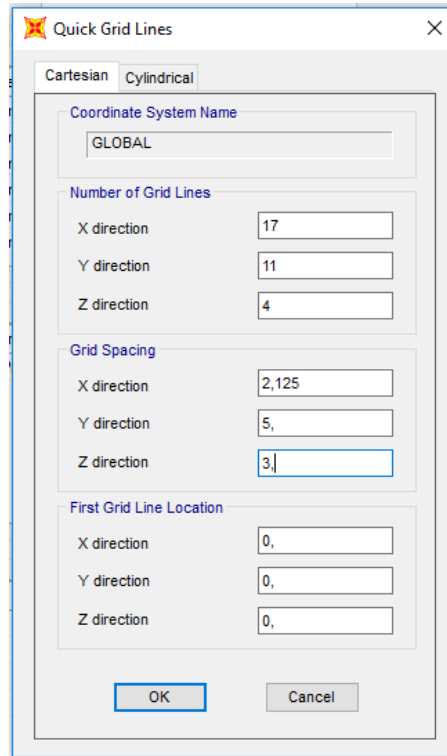


Figura 38. Asistente de ajuste de cuadrícula.

Como decía, para ajustar la rejilla en la 'dirección z', tendremos que hacerlo desde *Define/Coordinate Systems/Grids...* En esta ventana seleccionamos la cuadrícula que queramos modificar, en este caso solo tenemos el sistema GLOBAL, y le damos al botón *Modify/Show System...* aquí ajustaremos las distintas alturas que tiene el pabellón.

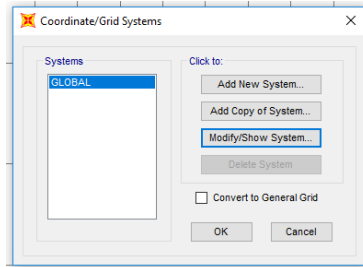


Figura 39. Elección de sistema de rejillas.

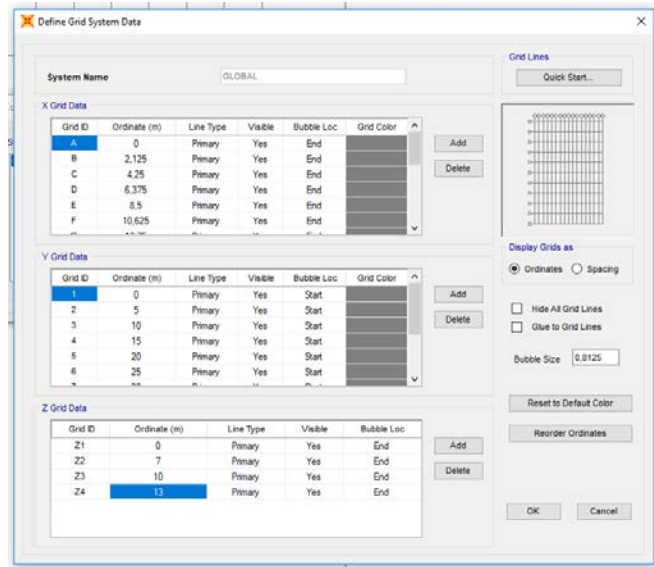


Figura 40. Ajuste de cuadrícula.

Con esto, ya tenemos definida la rejilla y comenzamos a modelar la estructura. Usaremos el comando *Draw Frame/Cable* y clicando en los puntos de las rejillas, iremos definiendo la estructura. El pilar izquierdo tendrá una altura de 10 m y el derecho de 13 m, uniremos con otra barra sus cabezas e introduciremos otra paralela 3 m por debajo, quedándonos:

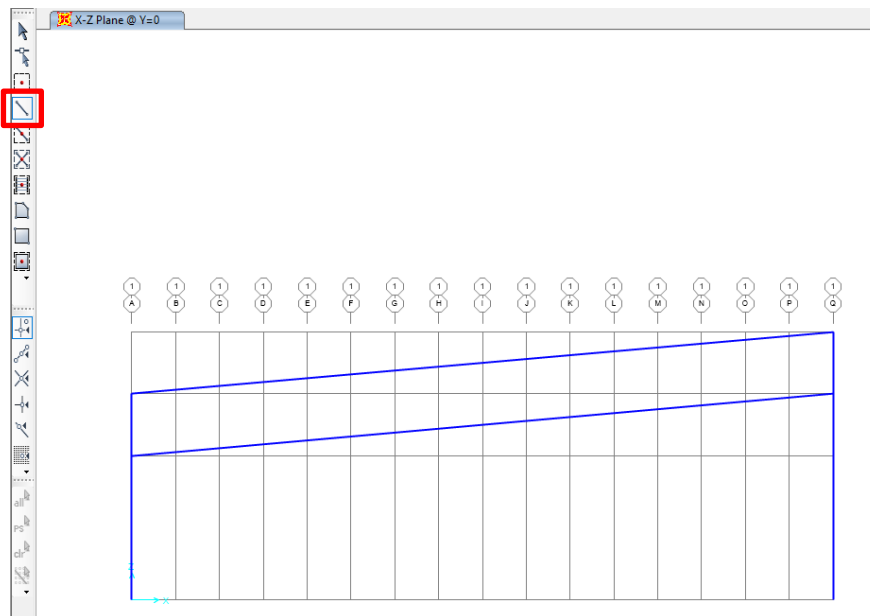


Figura 41. Modelizado - paso 1.

Dividiremos las dos barras anteriores en 16 partes iguales para definir los elementos de la cercha. Esto se hará seleccionando las dos barras y pulsando en *Edit/Edit Lines/Divide Frames...* y en esta ventana que aparece, seleccionaremos las siguientes opciones y aceptamos:

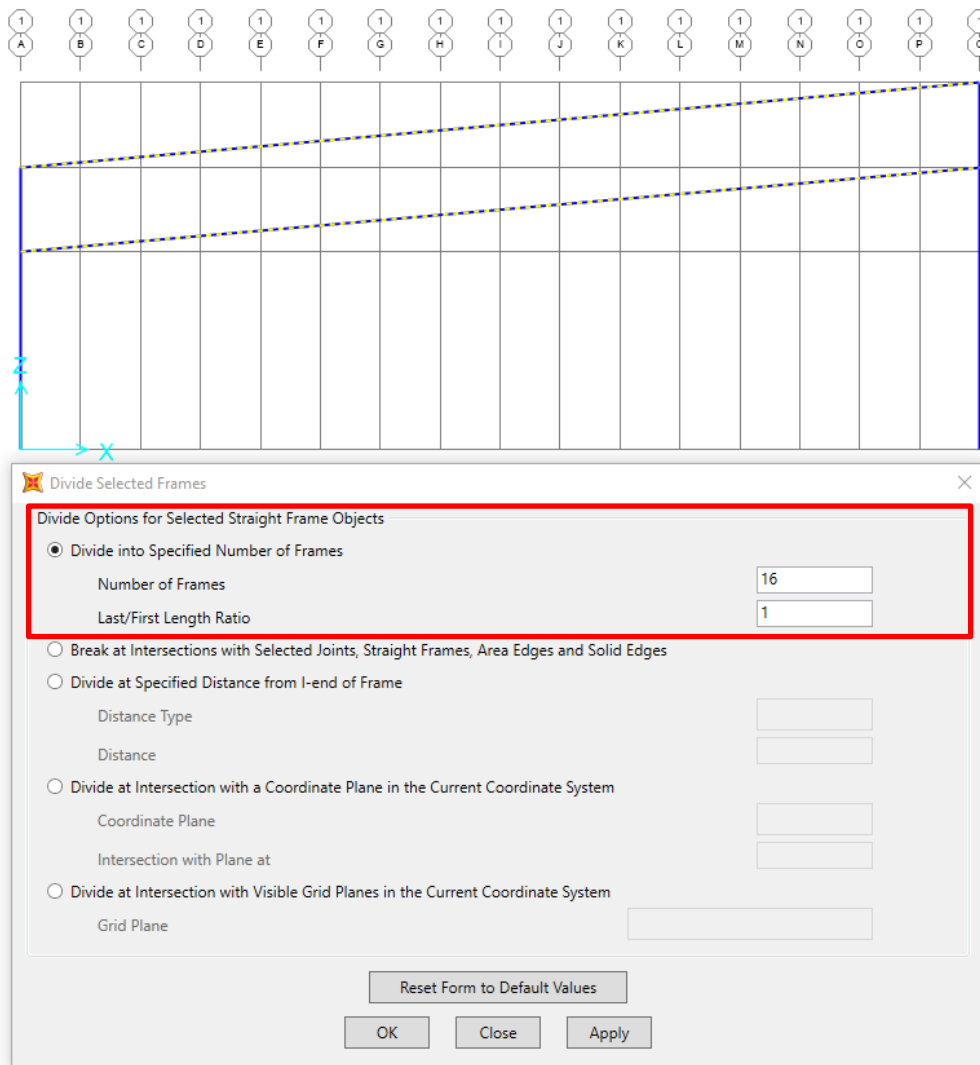


Figura 42. Modelizado - paso 2.

A continuación, pasaremos a terminar la cercha, de la misma forma que habíamos introducido las barras anteriormente:

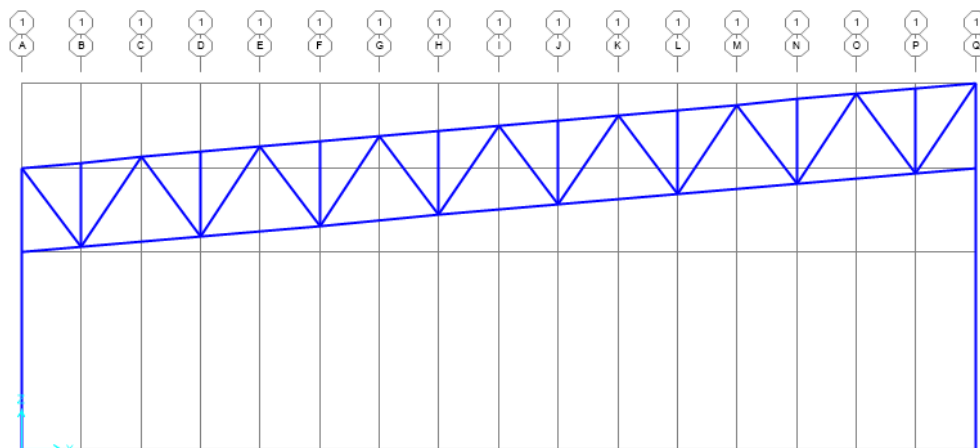


Figura 43. Modelizado - paso 3.

Uniremos los tirantes (cordones inferiores) de la cercha que corresponda, esto se hace seleccionando las barras que se desean unir y pulsando en *Edit/Edit Lines/Join Frames*.

Ahora definiremos los apoyos de los pilares, en nuestro caso tendremos dos empotramientos. Esto se hará seleccionando los nodos correspondientes y pulsando en *Assign/Join/Restrains...* y en la ventana que aparece, seleccionar las restricciones correspondientes:

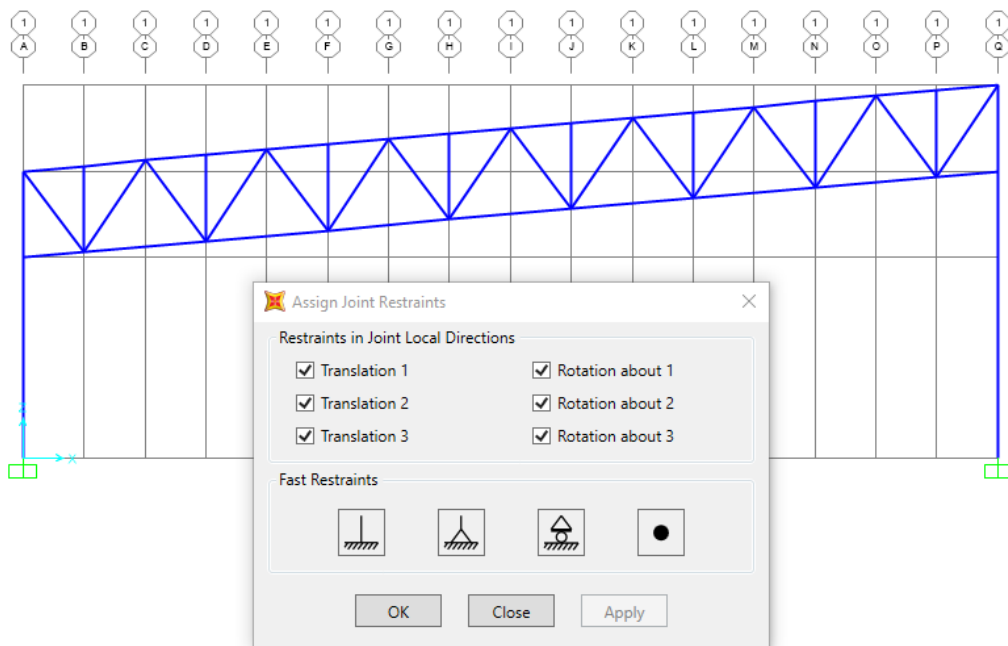


Figura 44. Asignación de restricciones a los nodos.

Por último, para acabar de definir el primer pórtico, tendremos que asignar las libertades a cada barra según corresponda. La característica principal de las cerchas es que, mayoritariamente trabajan a tracción y compresión, por lo que para una correcta modelización de esta, deberemos liberar los momentos en sus extremos; es importante remarcar que para un correcto cálculo, si a un nodo llegan N barras, en total sólo se podrán liberar N-1 giros en el nodo. Esto se hace, seleccionando las barras y pulsando en *Assing/Frame/Releases/Partial Fixity...* y marcando las casillas de ambos momentos, nos quedará:

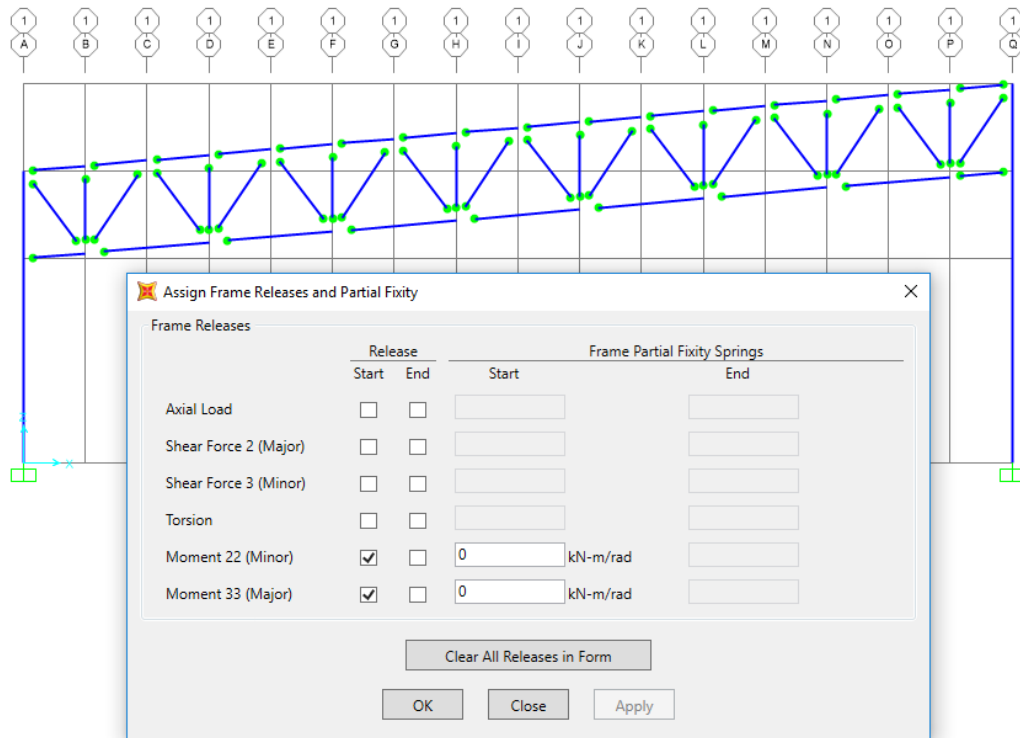


Figura 45. Asignación de libertades a las barras.

Una vez definido geoméricamente el primer pórtico, agruparemos cada elemento en un grupo en concreto, para poder manejarse más fácilmente entre elementos similares en un futuro. Esto se hará seleccionando los elementos en concreto y pulsando en *Assign/Assign to Group...* en la ventana que aparece, clicaremos en *Define Groups...* y agregaremos los grupos que consideremos necesarios (Pilares estructura principal, montantes, pares, tirantes, diagonales, etc...) esto se hará durante todo el proceso, pero no se volverá a indicar, ya que no es tan significativo como el resto de operaciones y alargaría la explicación de forma innecesaria.

Pasaremos a definir el material, como ya se dijo en el apartado 2.1.4 *Tipos de aceros*, será acero S275JR, y las secciones que usaremos para cada elemento. Aprovecharemos para definir todas las secciones que vamos a necesitar: Los pilares serán perfiles HEB, las vigas de la estructura secundaria serán IPÉs, las correas y las barras de las cerchas serán perfiles tubulares cuadrados.

El material se define en *Define/Materials...* Por defecto vienen un par, que eliminaremos. Para introducir el que queremos, lo haremos pulsando en *Add New Material...* y elegiremos el acero S275 y comprobamos que las propiedades son las adecuadas (*Modify/Show Material*):

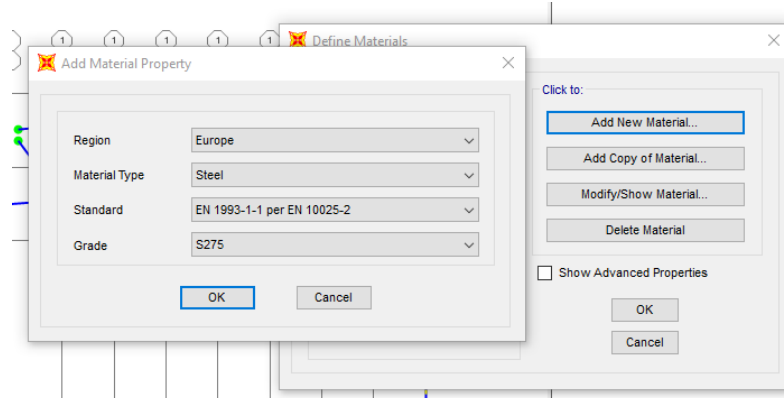


Figura 46. Añadir nuevo material.

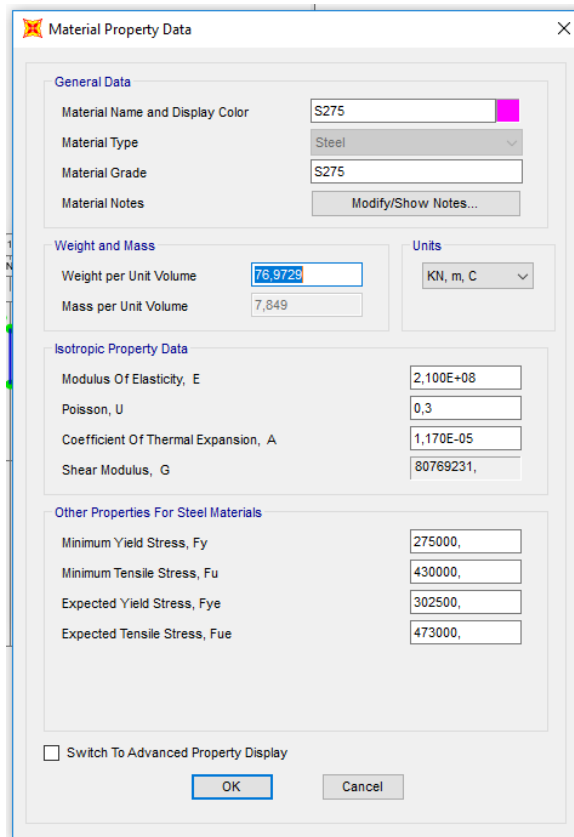


Figura 47. Propiedades del material.

Las secciones se añaden desde *Define/Section Properties/Frame Sections...* Usaremos la biblioteca de SAP2000 para agregar las secciones, clicaremos en *Import New Property...* en el tipo de sección que queramos y seleccionaremos el archivo *Euro.pro* y en la ventana que se nos abre seleccionaremos las secciones que deseemos importar. Añadiremos más de una para poder dimensionar más adelante.

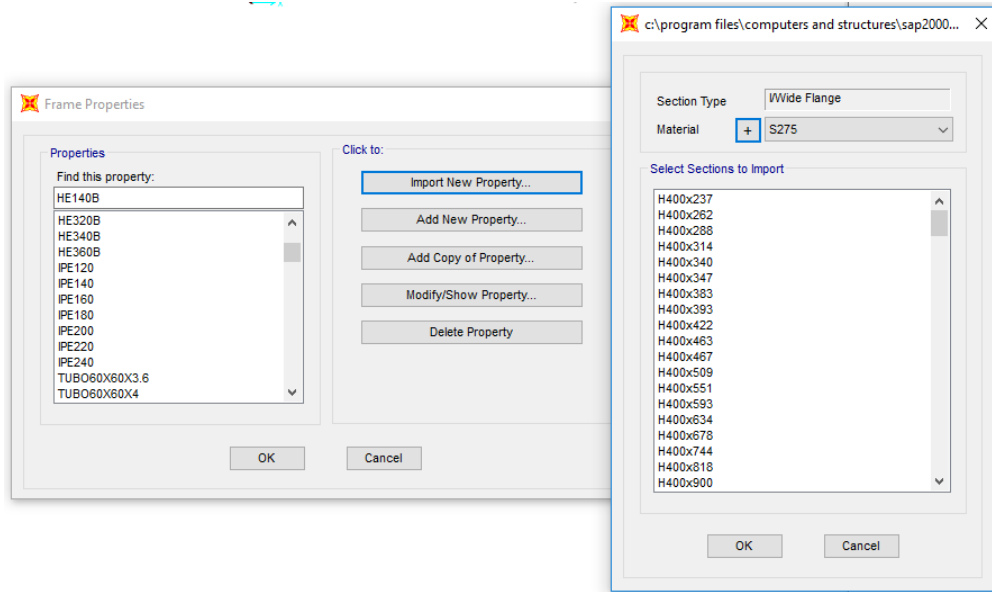


Figura 48. Añadir secciones.

Ahora procederemos a asignar a cada elemento su correcto material y sección, empezaremos asignando a los pilares un HEB200 y a las barras de la cercha un #120x120x10, que probablemente tendremos que ajustar cuando calculemos todo en un futuro. Para asignar la sección tendremos que seleccionar los elementos que correspondan y pulsar en *Assign/Frame/Frame Sections...*

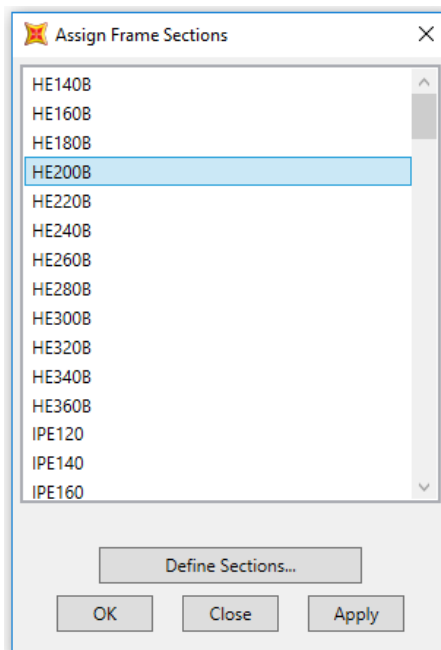


Figura 49. Asignar secciones.

Una vez definidas todas las secciones y al ser todos los pórticos iguales, podremos copiar el pórtico, esto se hace seleccionando todos los elementos y

pulsando *Edit/Replicate...* en incrementos seleccionaremos para 'dy' → 5 (separación entre pórticos 5 m) y seleccionaremos que se replique 10 veces:

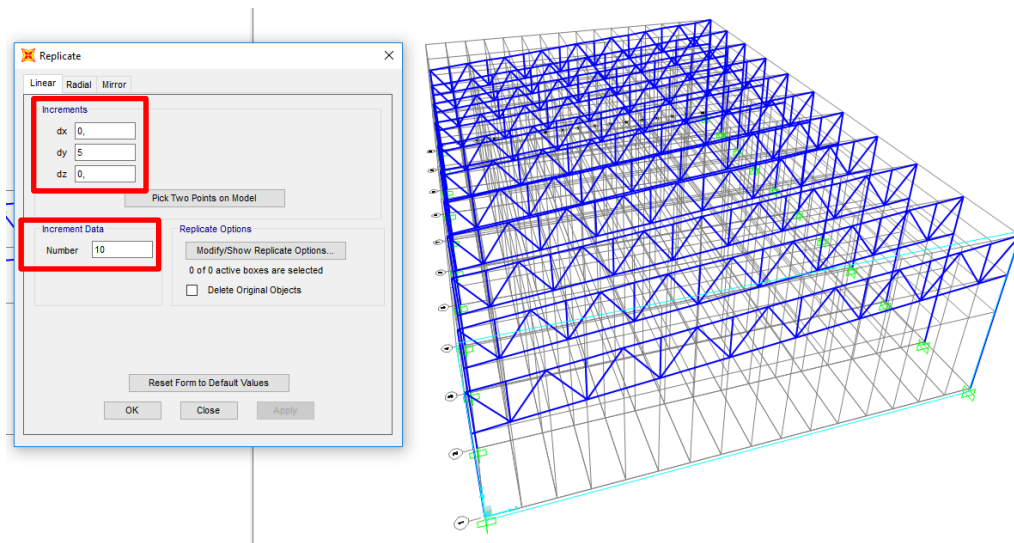


Figura 50. Replicar pórtico.

Ahora modelizaremos las correas, para ello seleccionaremos nodos de la cercha, como queremos que estén de forma escalonada, sólo seleccionaremos uno de cada dos. Una vez seleccionados los nodos, iremos a *Edit/Extrude/Extrude Points to Lines...* elegiremos la sección en este caso #60x60x3.6, el incremento será de 10 m en 'dy' y queremos que haga 5, ya que cada correa abarca dos pórticos.

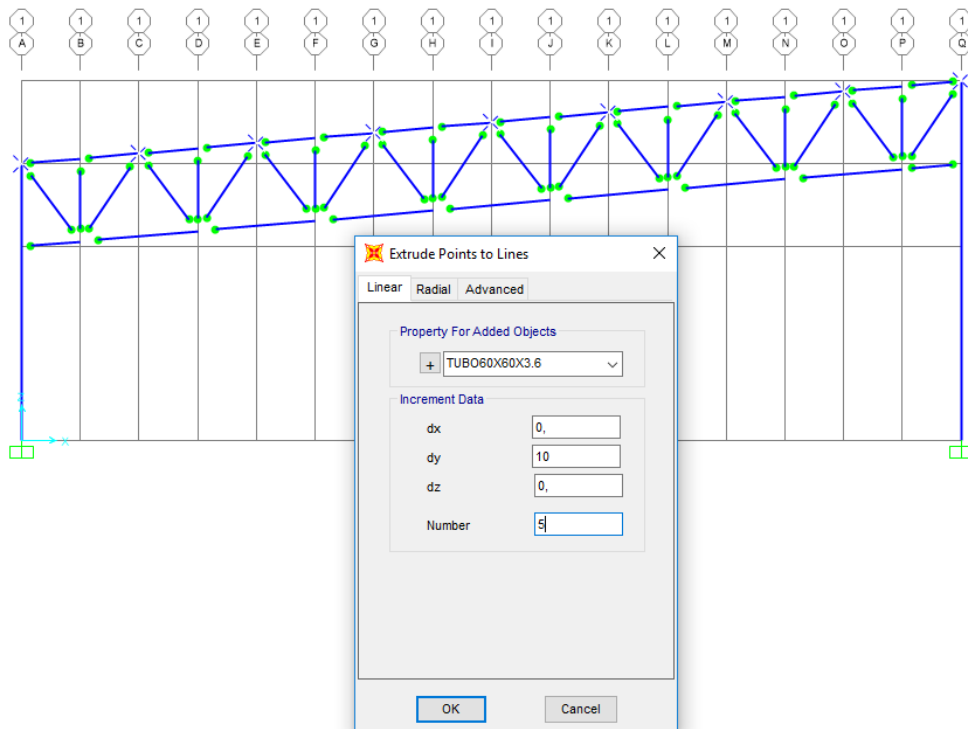


Figura 51. Modelización de correas 1.

Para el resto de correas, procederemos de manera similar pero empezando en el segundo pórtico e introduciendo 4 en lugar de 5, nos tendrá que quedar algo así:

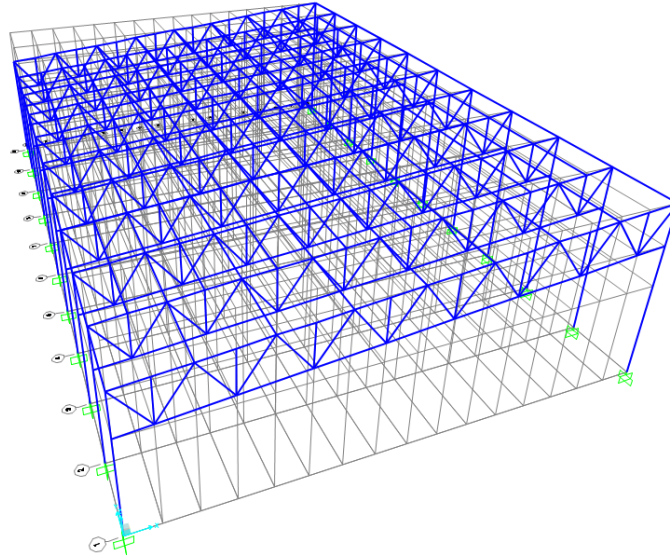


Figura 52. Modelización de correas 2.

Como vemos, nos faltan una serie de correas tanto en la parte frontal como en la parte trasera, que completaremos a mano con la herramienta *Draw Frame/Cable* y eligiendo correctamente la sección.

Las correas son elementos apoyados en las cerchas, para modelizar esto correctamente tendremos que liberar movimientos de una manera similar a como hicimos cuando definimos la cercha.

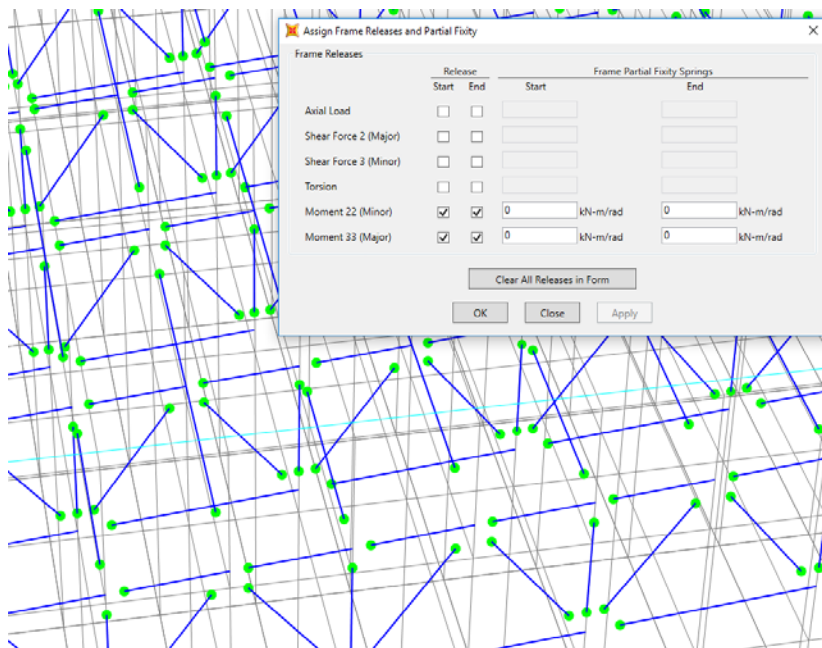


Figura 53. Modelización de correas 3.

Para modelizar de forma más fidedigna las acciones en cubierta, modelizaremos el área que ocuparían los paneles sándwich/translúcidos y las placas solares. Lo haremos mediante secciones de área, con un material que viene ya definido, que se utiliza para distribuir cargas uniformemente.

Comenzamos con los paneles sándwich, seleccionaremos los pares (cordón superior) de la cercha del primer pórtico, pulsaremos en *Edit/Extrude/Extrude Lines to Areas...* y pondremos las dimensiones de los futuros paneles sándwich que se instalarán, 1,67 x 2,13 m, es decir, tres paneles entre pórticos, biapoyados en correas contiguas.

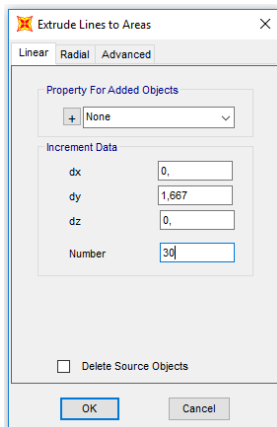


Figura 54. Extruir líneas en áreas.

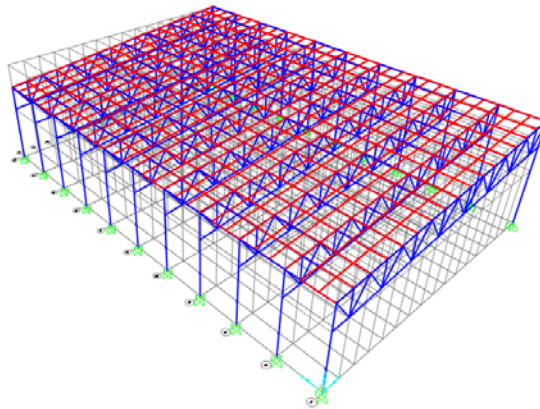


Figura 55. Paneles sándwich en estructura principal.

Según acabamos de hacer, hemos definido como panel sándwich toda la cubierta, esto no es correcto, debido a que también hay paneles translúcidos. Definiremos la sección de área de la misma manera que hemos hecho con el panel sándwich, seleccionaremos los paneles que nos interesen cambiar y los agruparemos en un grupo común. Para facilitar la selección de áreas, se cambiarán las preferencias de pantalla, , y en *General Options*, seleccionaremos *Extrude* para que nos muestre las áreas rellenas. También se cambian los colores de las secciones para ver una imagen más real.



Figura 56. Asignar áreas.

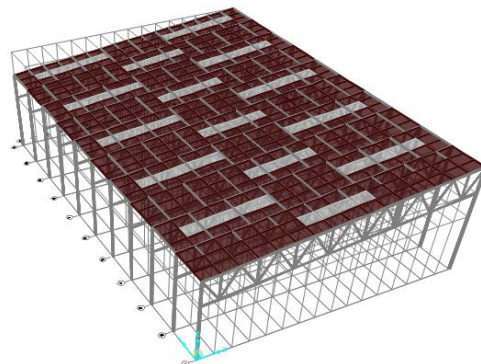


Figura 57. Paneles sándwich y translúcidos en estructura principal.

Tras todo lo anterior, ya tendríamos modelizada la estructura del pabellón.

6.1.1.2. Estructura secundaria

Comenzaremos, igual que para la principal, definiendo la rejilla. No se explica el procedimiento porque se considera que ya está suficientemente desarrollado. Sí que se matiza que la altura de la estructura secundaria es de 3 m y que para ajustarse a la geometría, se añadirán más rejillas de las que en un principio se podría suponer, en la ‘dirección x’ se tendrá en cuenta la futura ménsula (0,22 m de separación) y estarán separadas 1,25 m entre ellas hasta llegar a 15 m y en la dirección y, también estarán separadas 1,25 m entre ellas, pero en este caso, hasta llegar a 30 m.

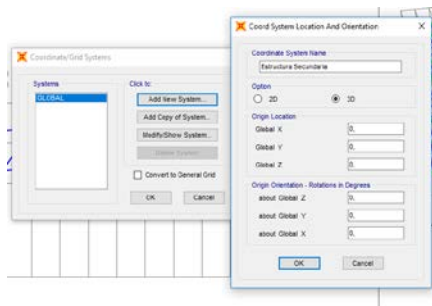


Figura 58. Nueva rejilla – Estructura secundaria.

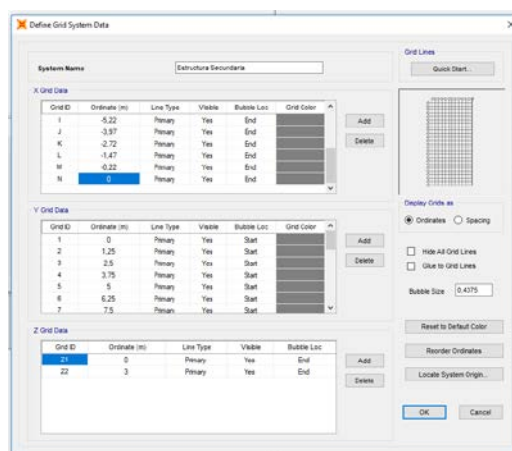


Figura 59. Propiedades rejilla.

Tal y como se dijo, la viga más próxima a la estructura principal, apoyará en sus pilares por medio de una ménsula, SAP2000 no tiene definidas las ménsulas como tal, pero sí que las podemos modelizar. Si uniésemos la viga en el mismo plano que los pilares, nos quedaría una viga sin contacto con los pilares centrales (Figura 60), o bien romperíamos la continuidad en pilar o viga (Figura 61). De estas dos formas, no estaríamos modelizando correctamente la ménsula, tiene que quedar un diagrama similar al de la Figura 62.

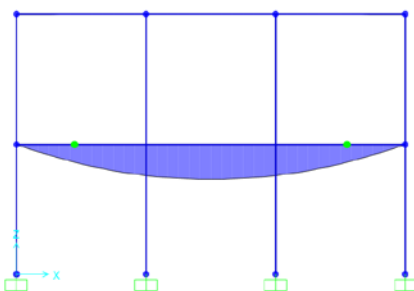


Figura 60. Viga sin contacto con pilares centrales.

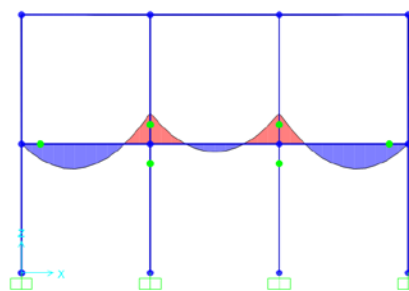


Figura 61. Continuidad rota en pilares.

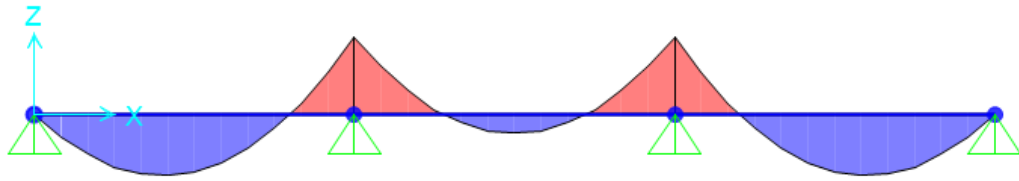


Figura 62. Diagrama de flectores de la viga.

La manera en la que se ha modelizado la ménsula, es añadiendo una pequeña barra (que simula la ménsula), para de esta manera separar la viga del pilar y que ninguna de las dos continuidades se rompa y poder ajustar las libertades de forma adecuada.

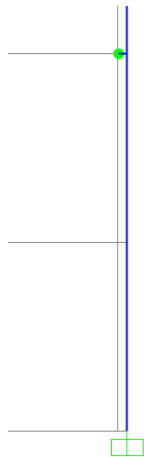


Figura 63. Modelización de la ménsula. Perfil.

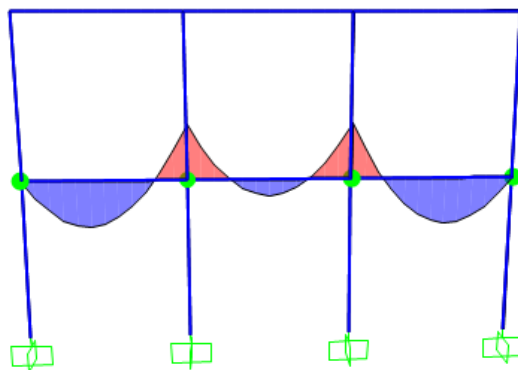


Figura 64. Modelización de la ménsula. Alzado.

Una ménsula, al ser de poca longitud y muy rígida, apenas flexa, para simular esto, SAP2000 tiene una opción para modificar las propiedades de una sección, seleccionando el elemento en cuestión y pulsando en *Assign/Frame/Property Modifiers...* podremos aumentar su momento de inercia, sin modificar ninguna otra propiedad, y acercar la modelización lo máximo posible a la realidad.

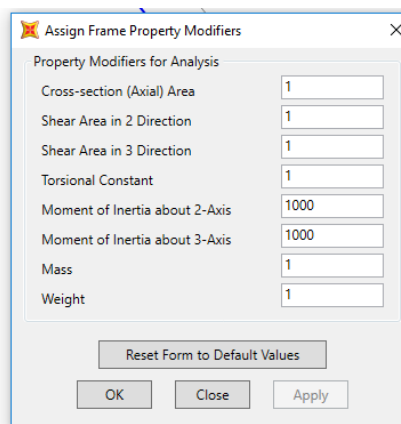


Figura 65. Modelización de correas 3.

Una vez modelizada la ménsula, comenzaremos a modelizar la estructura en sí, empezaremos con las vigas, estas serán IPE180:

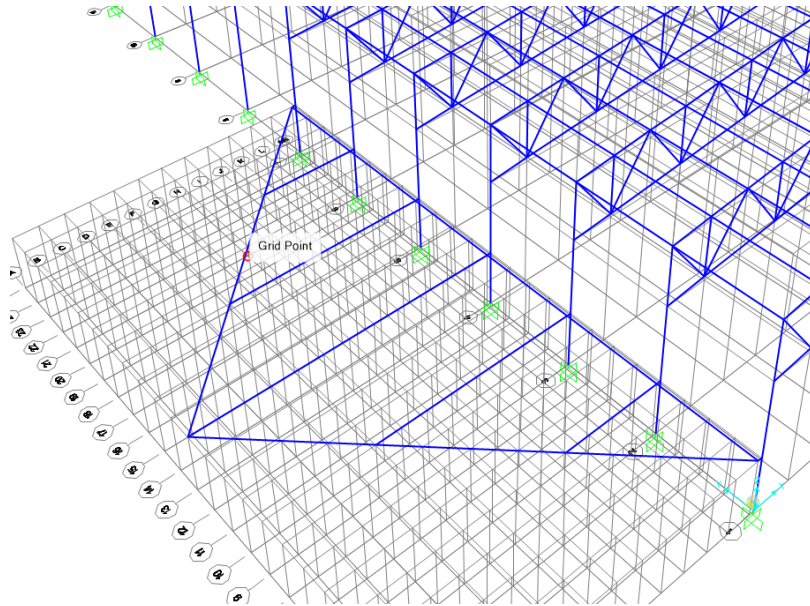


Figura 66. Vigas estructura secundaria.

Las vigas que forman el contorno del triángulo, las dividiremos en tres partes iguales (*Edit/Edit Lines/Divide Frames...*), para tener unas vigas más manejables y que su transporte sea más sencillo y por tanto, más barato. De igual manera y por idéntica razón, la viga central se dividirá en dos.

Se añadirán pilares haciéndolos coincidir con cada encuentro de vigas interiores con vigas de contorno y otro en el encuentro de las dos vigas centrales (que quedan después de haberla cortado):

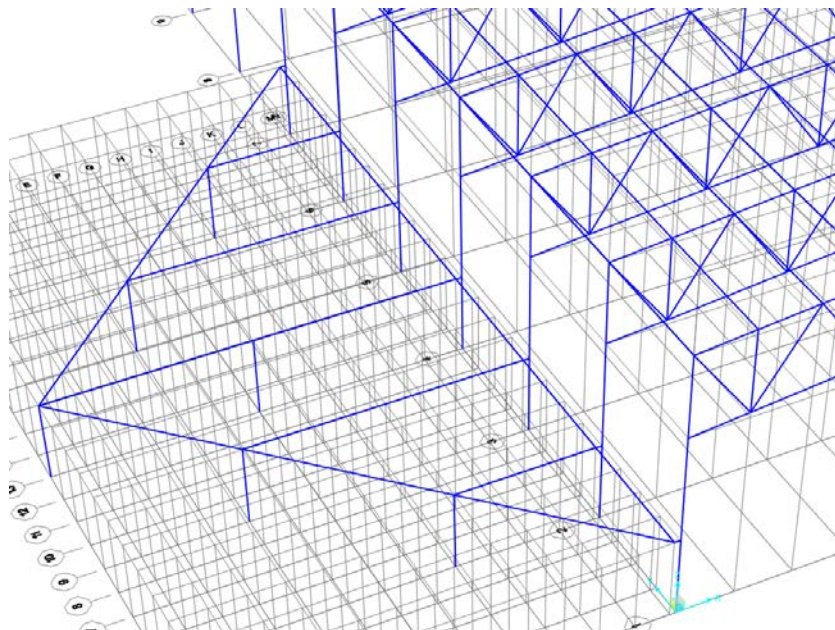


Figura 67. Pilares estructura secundaria.

Por último, vamos a definir las libertades de cada elemento en esta estructura secundaria. Los pilares serán empotrados y las vigas biapoyadas. Procedemos de igual manera que antes. Para los empotramientos, seleccionamos los nodos y pulsamos en *Assign/Join/Restraints...* En cuanto a las libertades, deberemos liberar los momentos de todas las vigas. En resumen, quedará así:

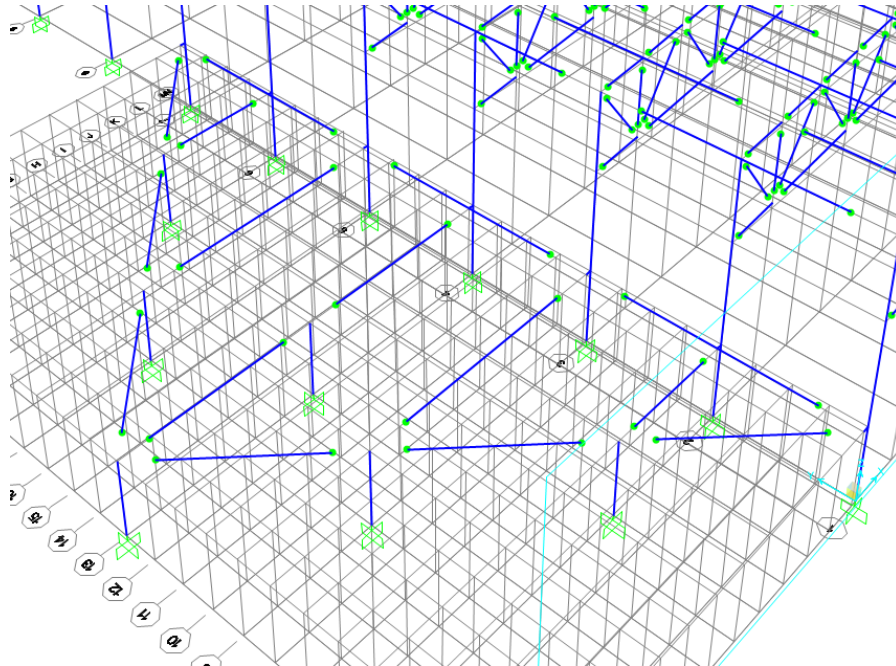


Figura 68. Pilares estructura secundaria.

A continuación, al igual que hicimos en la estructura principal, definiremos como área la cubierta de la estructura. En este caso, el forjado de chapa colaborante que irá sobre las vigas de la estructura secundaria.

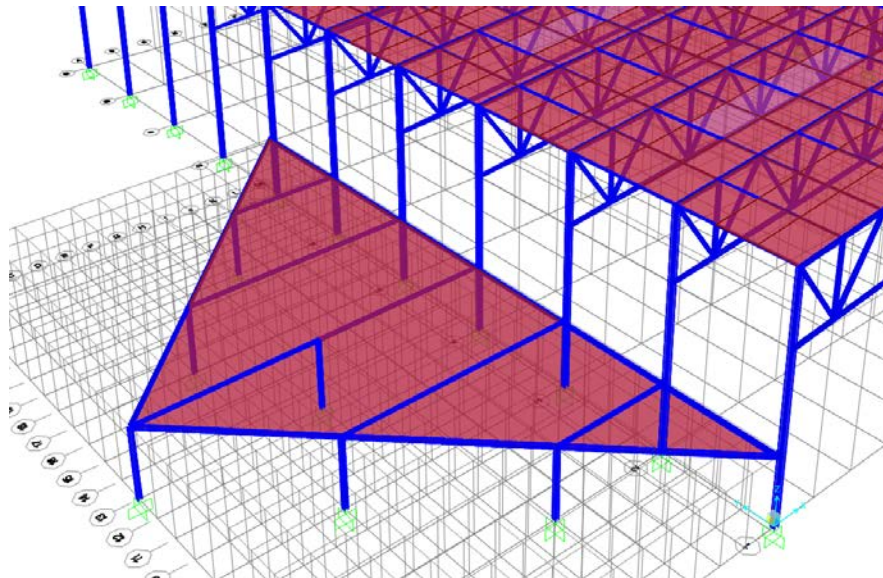


Figura 69. Forjado de chapa colaborante.

Por último, definiremos el área que ocupan los paneles solares. En este caso, las esquinas del área no tendrán por qué coincidir con algún nodo, por tanto, para poder dibujar el área, necesitaremos definir unos puntos auxiliares. Pulsaremos *Draw/Draw Special Joint...* y en la ventana que aparece, introduciremos las coordenadas según corresponda. En esta ventana se introduce el desfase que tendrá el punto desde el lugar desde donde se introduce, por ello deberemos clicar en el punto origen (0, 0, 0) y de esta manera, se situará en el lugar deseado. Una vez definidos los puntos, introduciremos las áreas de igual manera que anteriormente.

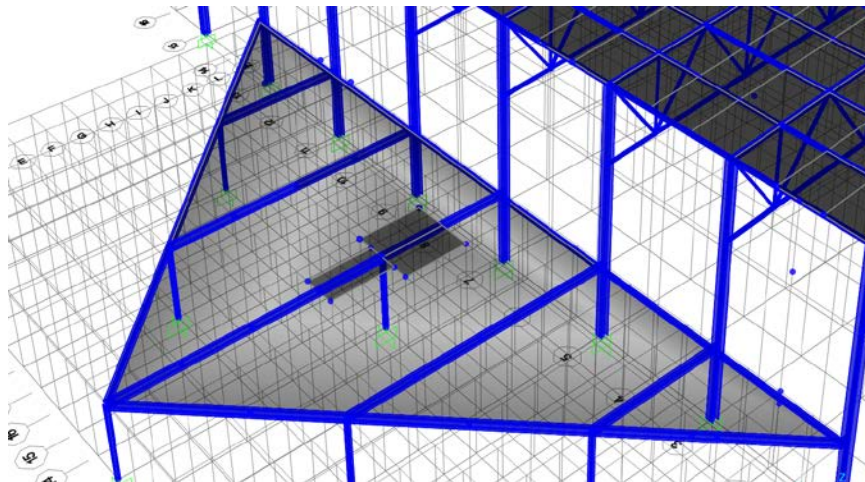


Figura 70. Paneles solares en cubierta.

6.1.2. Combinación de acciones

Una vez definida la geometría, pasaremos a enumerar las distintas combinaciones de cargas que existen. Para ello pulsamos en *Define/Load Patterns* y en la ventana que aparece, añadiremos las distintas cargas que tendremos que tener en cuenta, tal y como hemos definido en el capítulo 4.1 *Acciones permanentes*. El peso propio se añadirá como tipo *Dead* y se pondrá un 1 en la casilla de *Self Weight Multiplier*, para que el programa tenga en cuenta el peso propio de cada elemento. En el resto de acciones, en esta casilla deberemos poner un 0, de lo contrario, el programa tendría en cuenta el peso de los elementos más de una vez.

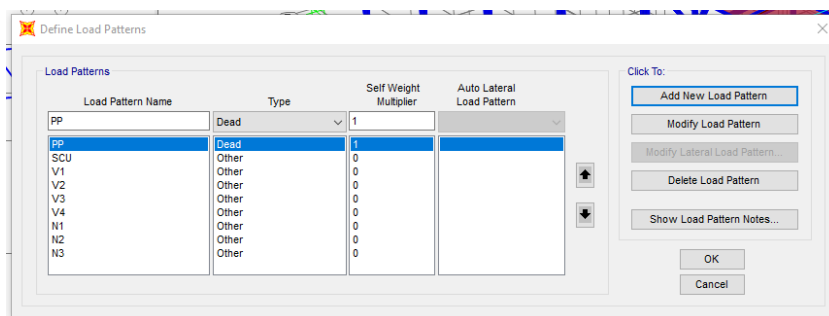


Figura 71. Definir tipos de carga.

Con los distintos tipos de acciones ya definidos, pasaremos a definir las combinaciones de cargas que expusimos en los apartados 5.1.2 *Combinación de acciones* y 5.2.2. *Combinación de acciones*. Esto se hará pulsando en *Define/Load Combinations...* en la ventana emergente, al añadir una combinación nueva, deberemos asignar los coeficientes correspondientes para cada caso:

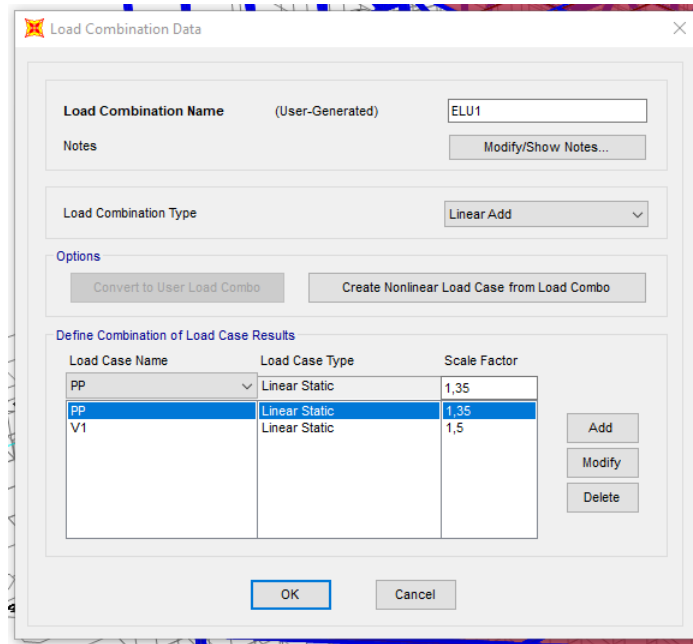


Figura 72. Definir combinaciones de cargas.

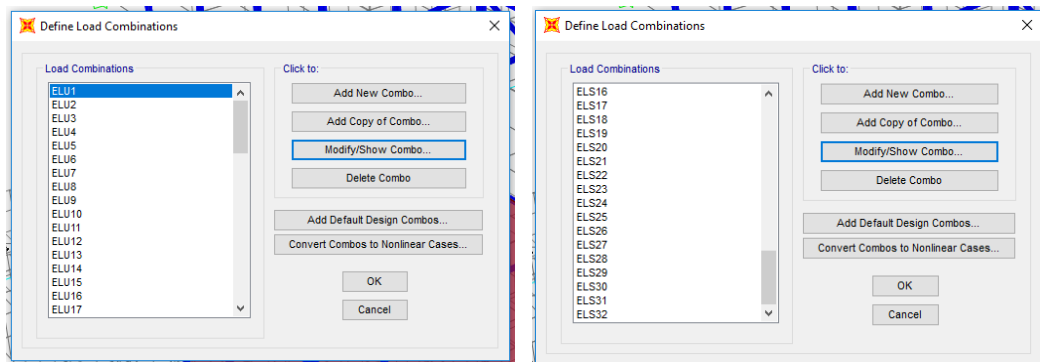


Figura 73. Combinación de acciones.

Una vez definidas las 64 combinaciones posibles, comenzamos a asignar valor a todas las acciones definidas. El programa añade el peso propio de los elementos estructurales automáticamente, pero como en todas las áreas que hemos añadido, asignamos un material con masa 0, deberemos añadir el peso propio a mano. Empezaremos por los paneles sándwich, seleccionaremos todos, pulsaremos en *Asign/Area Loads/Uniform to Frame...* Es muy importante seleccionar esta opción, para que las cargas se transmitan a las barras sobre las que están apoyadas y para que se transmitan en las dos

direcciones, en la ventana que aparece deberemos seleccionar en *Load Distribution* → *Two Way*. Para que las combinaciones de carga funcionen correctamente, deberemos seleccionar bien la categoría a la que pertenece cada acción que introduzcamos. En este caso, deberemos seleccionar PP (peso propio) y la dirección que tendrá la carga será la de la gravedad.

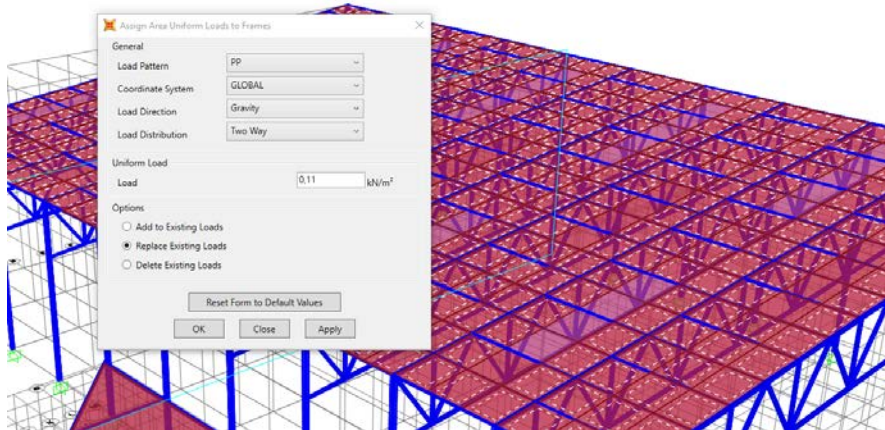


Figura 74. Peso propio de los paneles sándwich.

De igual forma, definiremos la carga debida al peso propio en los paneles translucidos, paneles solares y en el forjado colaborante, siendo 0,026, 0,1653 y 2,56 kN/m² respectivamente.

La siguiente carga a introducir será la debida a sobrecargas de uso, asignaremos la carga a un área como hemos hecho con el peso propio; para ello, definiremos un área de la misma forma que definimos el área del forjado colaborante. Dibujaremos dos, una que abarque toda la cubierta del módulo principal y otra que abarque la cubierta de la estructura secundaria. La sobrecarga de uso a asignar, para la cubierta de la estructura principal será de 0,4 kN/m² y para la cubierta de la secundaria será de 1 kN/m². El *Load Pattern* actual es SCU.

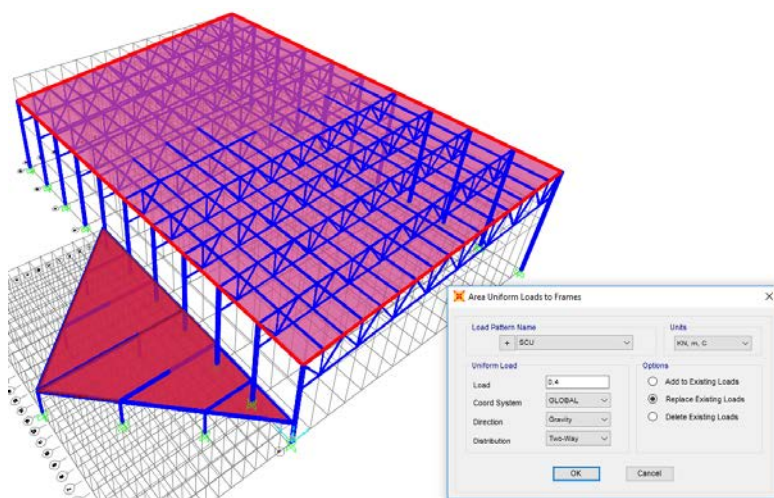


Figura 75. Sobrecarga de Uso.

El siguiente paso, será definir la carga producida por la nieve. Como ya vimos en 4.2.2. *Nieve*, tenemos 3 posibles casos. Para el primero de ellos, N1, definiremos dos áreas idénticas a las que hemos hecho para la sobrecarga, recordamos que en este primer caso, la nieve estará uniformemente distribuida y con un valor igual a 0,4 kN/m². La carga será para el caso N1.

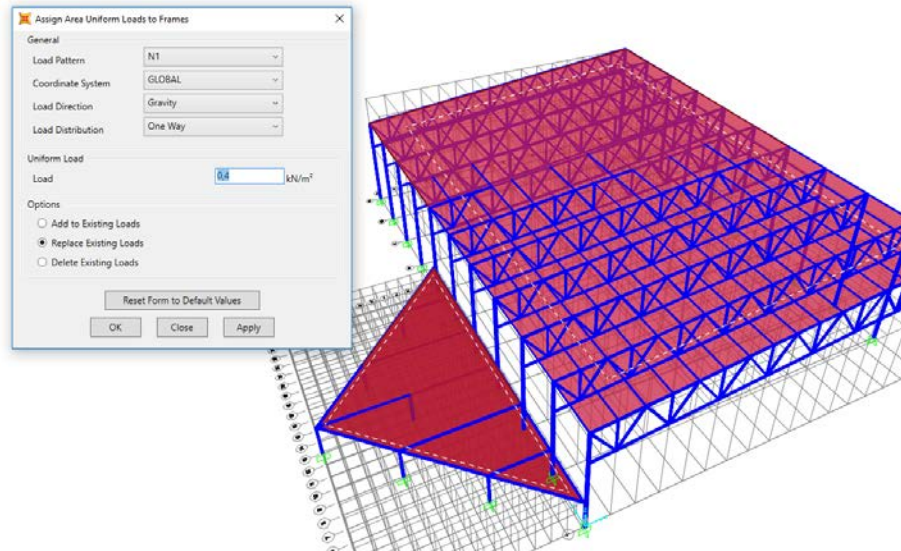


Figura 76. Carga por nieve, N1.

Para el siguiente caso, definiremos dos áreas por cubierta, abarcando la mitad de la superficie en cada una de ellas. Para N2 la carga en el lado izquierdo será de 0,4 kN/m² y en el lado derecho será de 0,2 kN/m². Para el caso N3, justo al contrario.

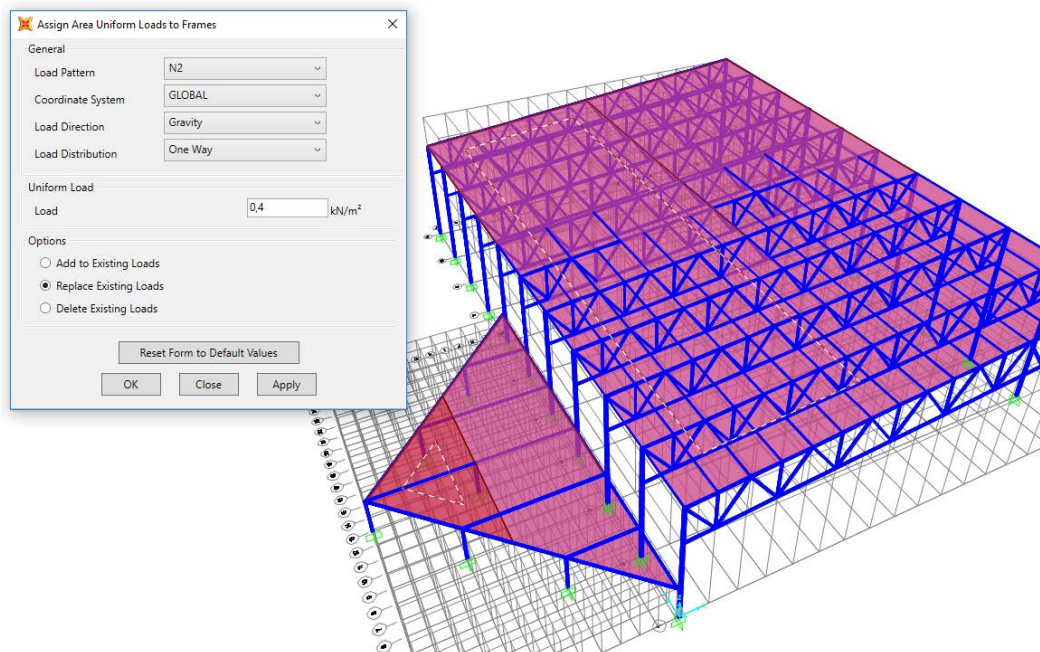


Figura 77. Carga por nieve, N2.

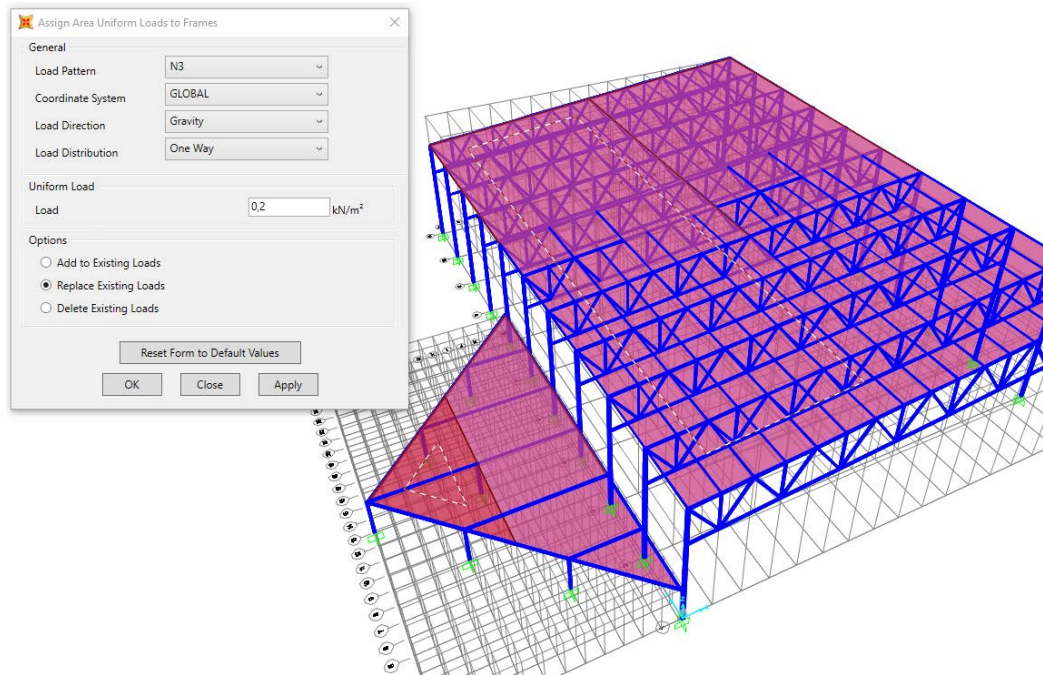


Figura 78. Carga por nieve, N3.

Por último, nos falta por definir las acciones producidas por el viento; como ya se expuso en el 4.2.3. *Viento*, estas cargas varían según la dirección con la que incida el viento y además se distribuye por zonas. Para diferenciar las zonas, definiremos áreas donde corresponda. Para introducir estas áreas, tendremos un problema similar al que nos ocurrió a la hora de introducir las placas solares; las esquinas de las zonas, no tienen por qué coincidir con nodos. Por ello, primero introduciremos puntos allá donde se necesite. Y después definiremos las áreas, a cada zona se le ha asignado un color siendo:

Zona A	Rojo
Zona B	Amarillo
Zona C	Marrón
Zona D	Rosa
Zona E	Verde
Zona F	Azul
Zona G	Naranja
Zona H	Gris
Zona I	Morado

Tabla 17. Código de colores – zonas de viento

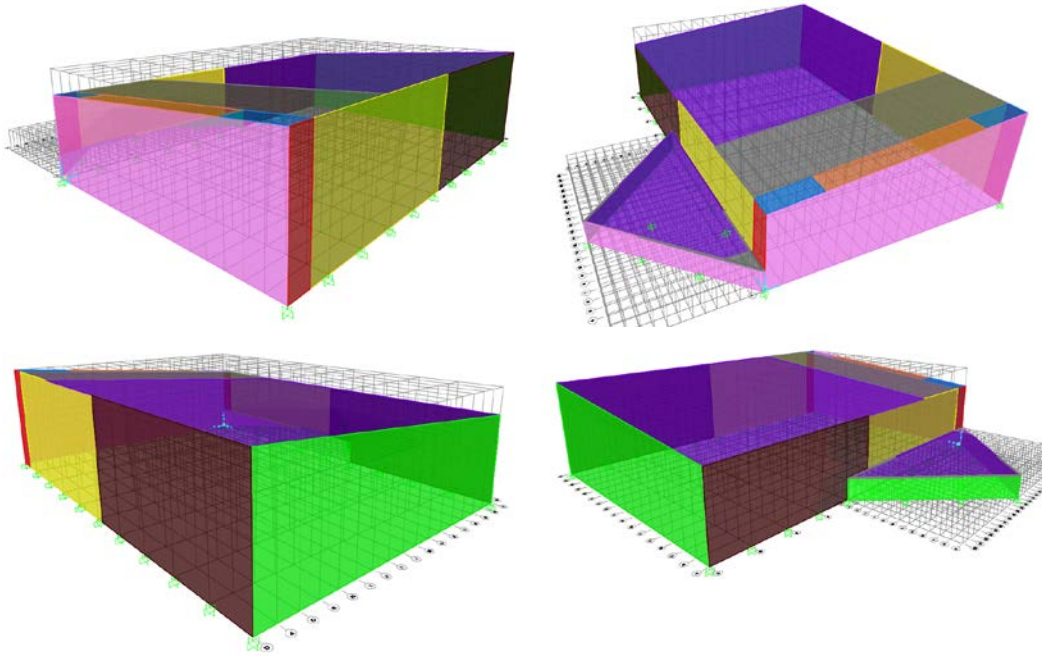


Figura 79. Zonas viento, V1.

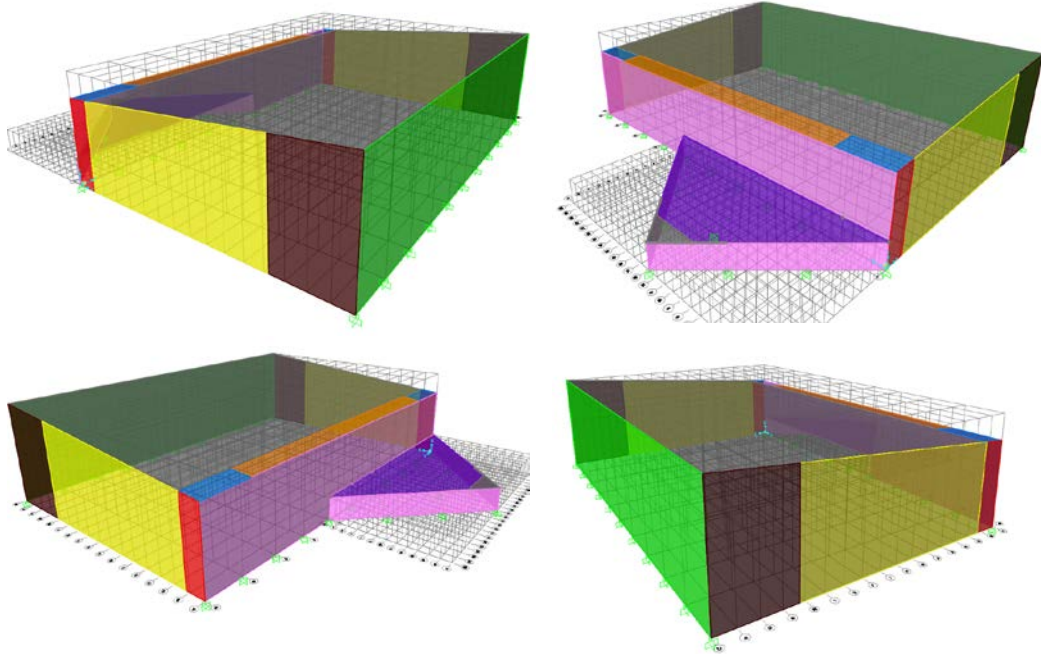


Figura 80. Zonas viento, V2.

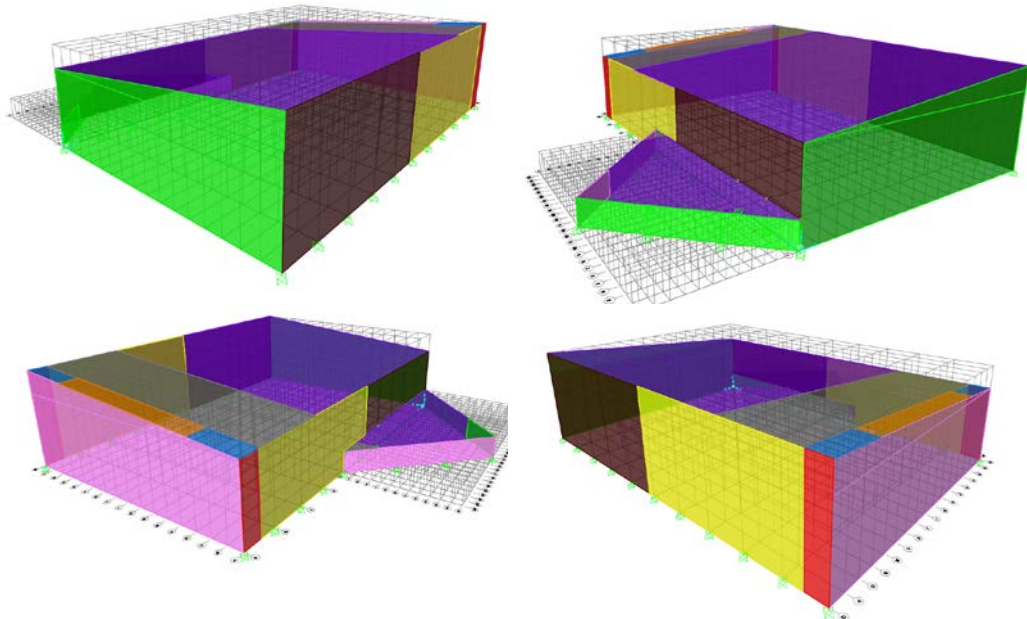


Figura 81. Zonas viento, V3.

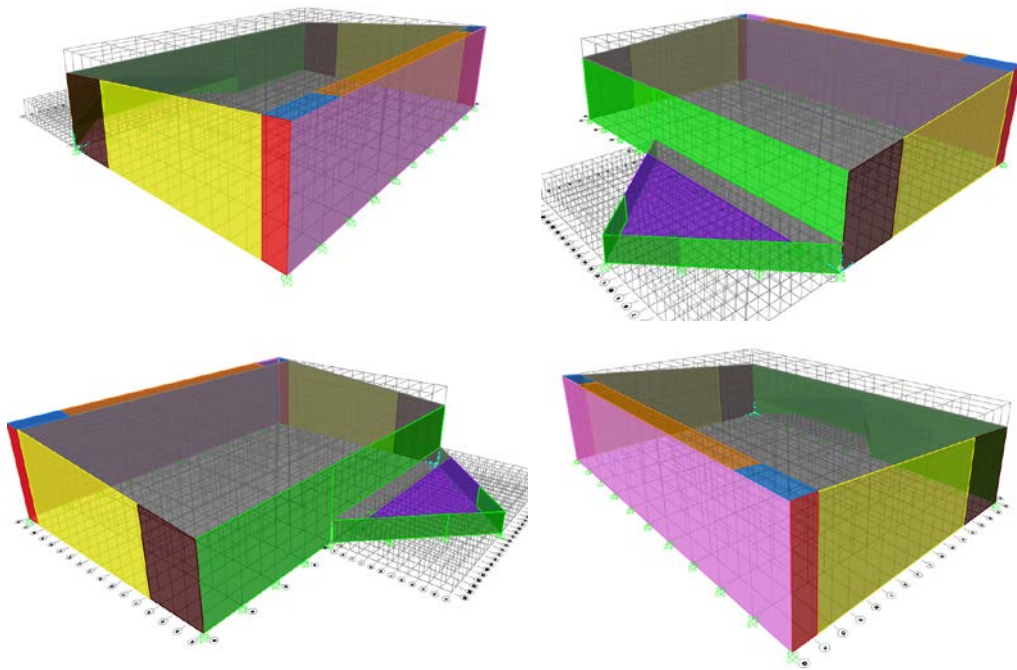


Figura 82. Zonas viento, V4.

Una vez definidas las zonas para cada dirección del viento, definiremos los valores de presión o succión, según corresponda. Hay que tener especial cuidado a la hora de asignar las direcciones de la carga. Para los paramentos verticales, la dirección será en coordenadas globales, en 'dirección y' para fachada frontal y fachada trasera y en 'dirección x' para fachadas laterales. Para los paramentos horizontales, usaremos coordenadas locales y elegiremos la 'dirección 3'; ya que el viento, a diferencia del resto de cargas consideradas

en este trabajo, actúa perpendicular a la superficie donde incide y no en dirección de la gravedad. Los signos positivos o negativos, dependerán de si la carga de viento es succión o presión en esa zona.

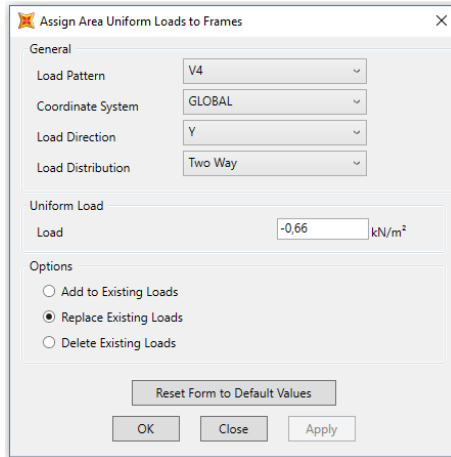


Figura 83. Acción sobre fachada frontal.

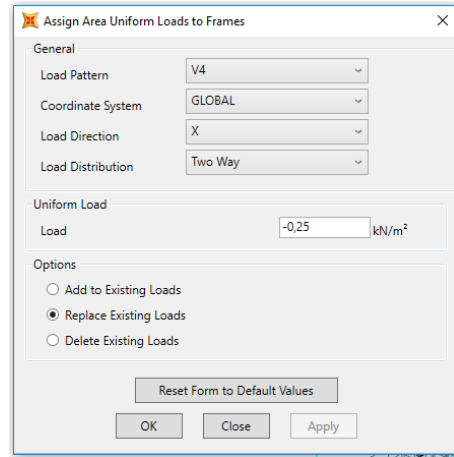


Figura 84. Acción sobre fachada lateral.

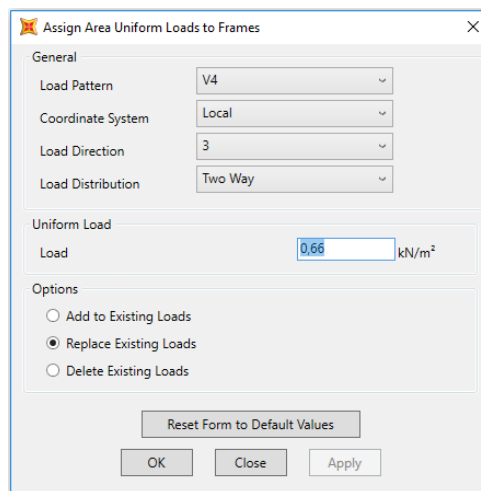


Figura 85. Acción sobre paramentos horizontales.

De esta forma, SAP2000 asignará una carga a todos aquellos elementos que estén en contacto con las áreas, esto en el caso real no es del todo cierto, pues el viento incidirá en el cerramiento y este transmitirá las cargas a la estructura allá donde este apoyado. En nuestro caso, nuestro cerramiento transmitirá los esfuerzos a los pilares y al cordón superior de la cercha; pero no a los montantes, diagonales y cordón inferior. Es por ello, que deberemos desactivar que para esas barras en concreto, se transmitan los esfuerzos por viento. Para ello, seleccionaremos los elementos interiores tanto de la primera cercha como de la última y pulsaremos en *Assign/Frame/Load Transfer Options* desactivaremos la casilla y de esa forma habremos impedido la transferencia de carga desde áreas a esas barras.

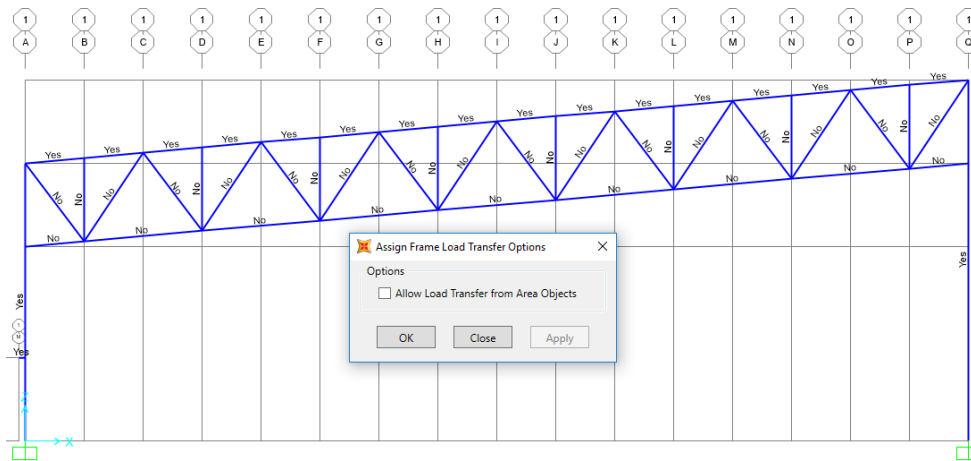


Figura 86. Desactivar transferencia de carga.

Con esto, ya hemos terminado de introducir todos los datos y podemos comenzar con el cálculo de la estructura y su posterior dimensionado.

6.2. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El dimensionado de estructuras consiste en cálculos donde, partiendo de los esfuerzos y las propiedades de las secciones de las barras, se comprueba que los perfiles de las barras verifiquen las condiciones de resistencia y estabilidad según la normativa, en este caso, tal y como ya hicimos en los apartados 5.1.1. Verificaciones y 5.2.1. Verificaciones, usaremos el CTE-DB-SE.

SAP2000 no tiene cargado el CTE pero si el Eurocódigo 3 – 2005. El Código Técnico de la Edificación español está basado en los Eurocódigos. Pero, obviamente, tiene sus singularidades, por ello, tendremos que ajustar algunos parámetros, para que SAP2000 verifique los elementos correctamente según el CTE. Pulsaremos *Design / Steel Frame Design / View/Revise Preferences...* y cambiaremos los siguientes valores:

- **Design Code:** La normativa a usar → *Eurocódigo 3 – 2005*.
- **Interaction Factors Method:** Seleccionaremos el *Método 1* de cálculo de coeficientes de interacción. Son los mismos que en la Instrucción de Acero Estructural (EAE).
- **GammaM0:** Coeficiente de seguridad, γ_{M0} , relativo a la plastificación: Pondremos un valor de **1,05**.
- **GammaM1:** Coeficiente de seguridad, γ_{M0} , relativo a la inestabilidad: Pondremos un valor de **1,05**.

- **Demand/Capacity Ratio Limit:** Los límites de comprobaciones no deben superar 1, ya que si sobrepasa este valor, significará que el elemento no será válido. Sin embargo, si no alcanza el valor de la unidad será válido. Pondremos **1**.

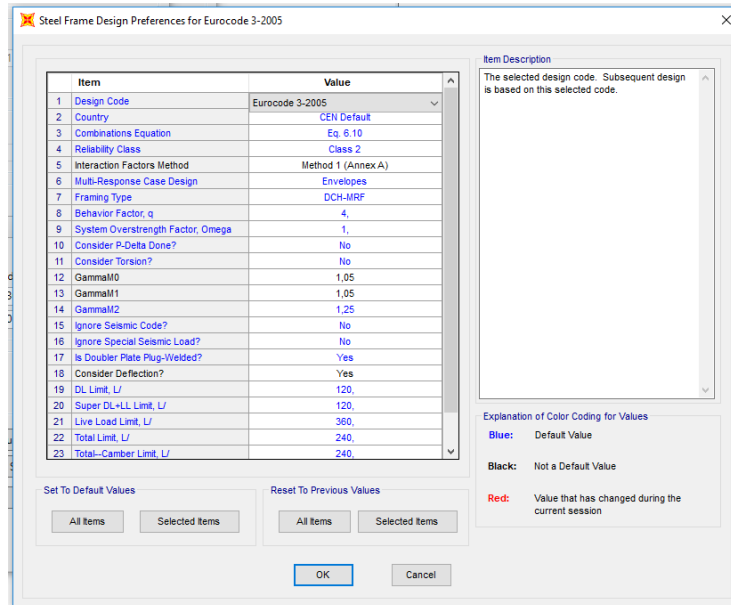


Figura 87. Ajuste de valores del EC-3.

Lo siguiente será seleccionar las combinaciones de carga, esto lo haremos pulsando *Design/ Steel Frame Design/ Select Design Combos...* Seleccionaremos todas las combinaciones ELU para el tipo resistencia (*Strength*) y las ELS para el tipo deformación (*Deflection*). Desactivaremos la casilla inferior, para que no genere automáticamente combinaciones propias del EC-3.

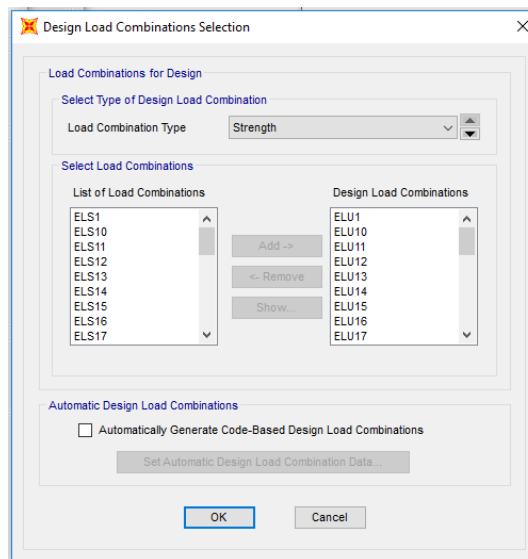


Figura 88. Selección de combinaciones de cargas.

Por último, SAP2000 por defecto tiene desactivada la comprobación por pandeo. La activaremos para los elementos que son sensibles al fallo por pandeo: pilares y barras de las cerchas.

Comenzamos con las cerchas, seleccionamos todas las barras que las componen, pulsamos en *Design/Steel Frame Design/View/Revise Overwrites...* y hacemos los siguientes ajustes:

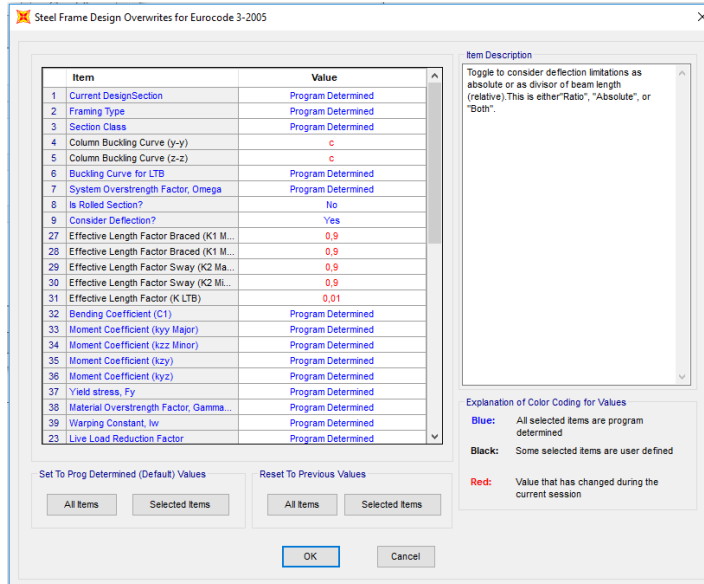


Figura 89. Ajuste de comprobación por pandeo - cerchas.

Para los pilares, lo haremos igual. En este caso, el valor 31 no lo tocaremos, porque en pilares sí que es interesante el vuelco lateral.

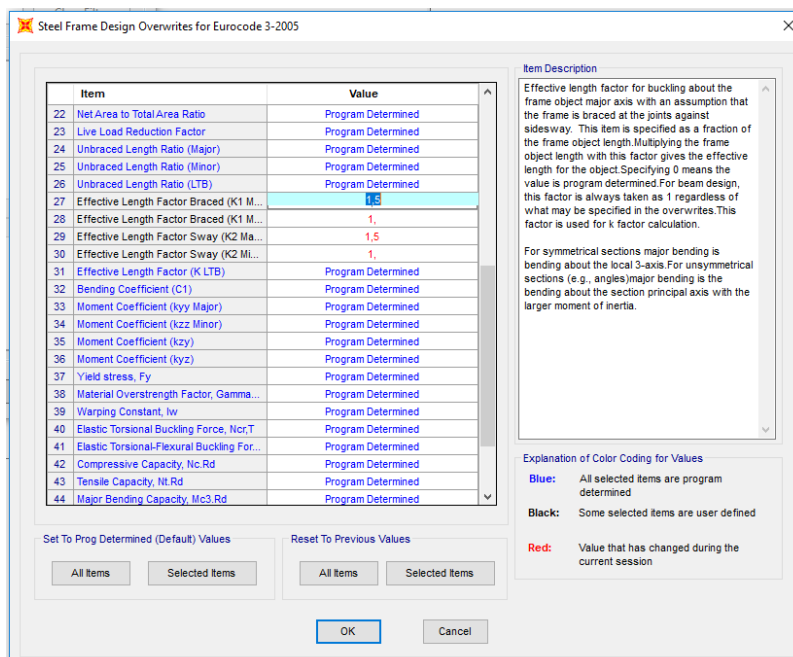


Figura 90. Ajuste de comprobación por pandeo - pilares.

6.2.1. Verificación de la estructura por medio de los Estados Límite Últimos

Tras esto, ya podremos comenzar a dimensionar la estructura. Para ello, primero debemos calcularla pulsando *Analyze/Run Analysis*. SAP2000 nos calculará todos los esfuerzos en las barras para todas las combinaciones. Ejecutaremos el dimensionado pulsando *Design/Steel Frame Design/Start Design/Check of Structure*. El programa comprobará todos los elementos y nos mostrará unos índices resistentes según las condiciones que le hemos indicado. Se refieren a la condición resistente, la correspondiente a verificación de estados límite últimos. Para visualizar los índices, pulsaremos *Design/Steel Frame Design/P-M Ratio Colors & Values*. Como vemos, muchos elementos están por encima de 1, por lo que tendremos que ajustarlos.

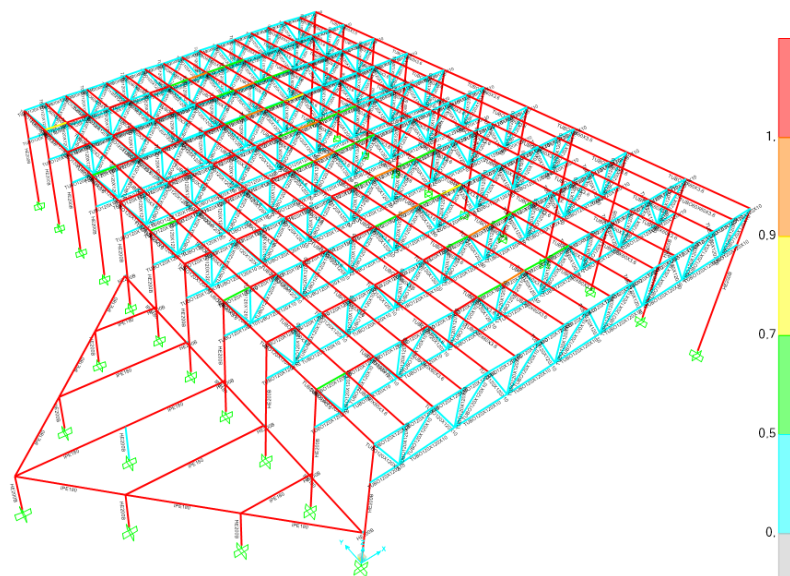


Figura 91. Índices resistentes iniciales.

Comenzaremos por la estructura principal, a la hora de dimensionar es imprescindible hacerlo de arriba abajo, debido a que al aumentar o disminuir perfiles, el peso propio de la estructura varía y esto influye directamente en la resistencia que deberán tener los elementos inferiores. Por ello, comenzaremos con las correas.

Recordamos que el perfil que asignamos fue un #60x60x3,6 y está claro que no es el adecuado, pues fallan todas ellas. Debemos aumentar el perfil, esto se hace seleccionando todas las correas y pulsando *Design/Steel Frame Design/View/Revise Overwrites...* y en la fila *Current DesignSection* asignaremos nuevos perfiles hasta dar con el más adecuado. El más adecuado será un #120x120x16.

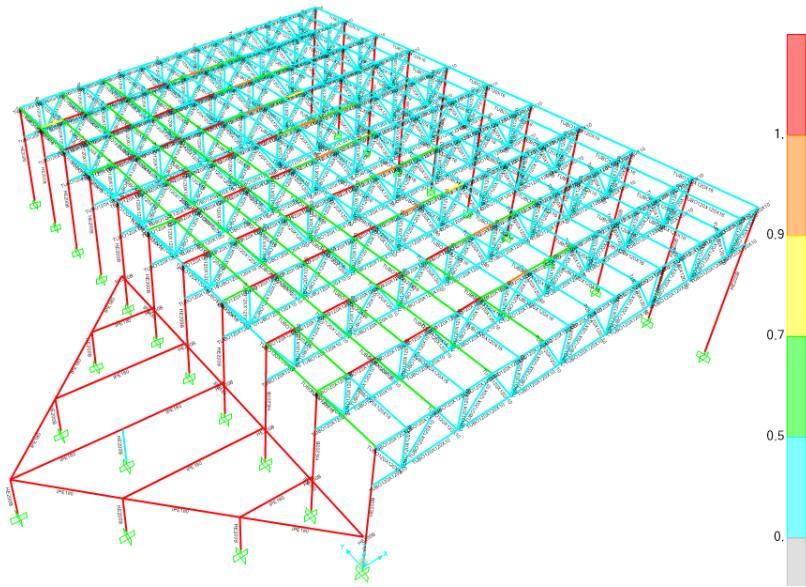


Figura 92. Dimensionado de correas.

Seguiremos con los elementos que componen las cerchas, como vemos en la siguiente figura, existen elementos del cordón superior que fallan pero también vemos como existen otras barras que tienen mucho margen. Por ello, vamos a ajustar los perfiles con objeto de optimizar la estructura y de esta manera reducir costes.

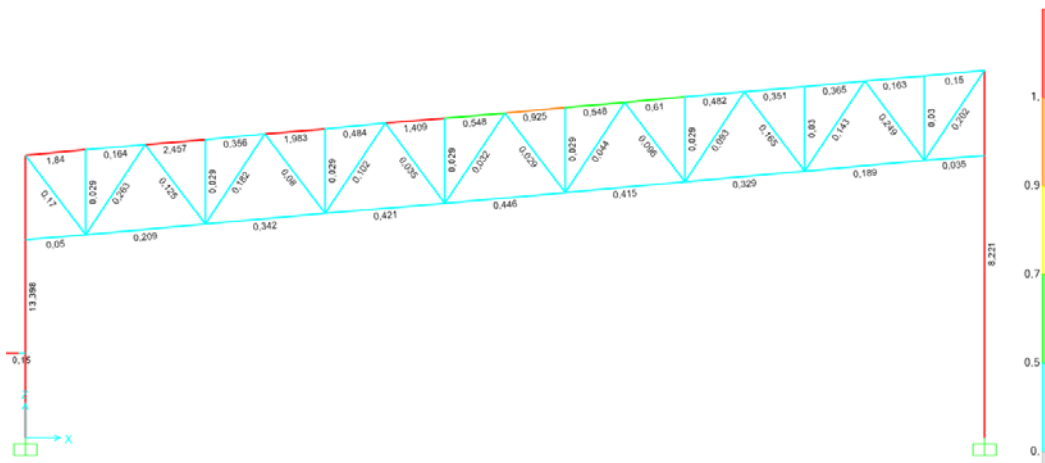


Figura 93. Índices resistentes en cercha.

Para simplificar el montaje, se agrupan los elementos en pares, montantes, tirantes y diagonales. En pares se define un #140x140x16, en montantes un #60x60x3,6, en diagonales #80x80x10 y por último, en tirantes un #100x100x10.

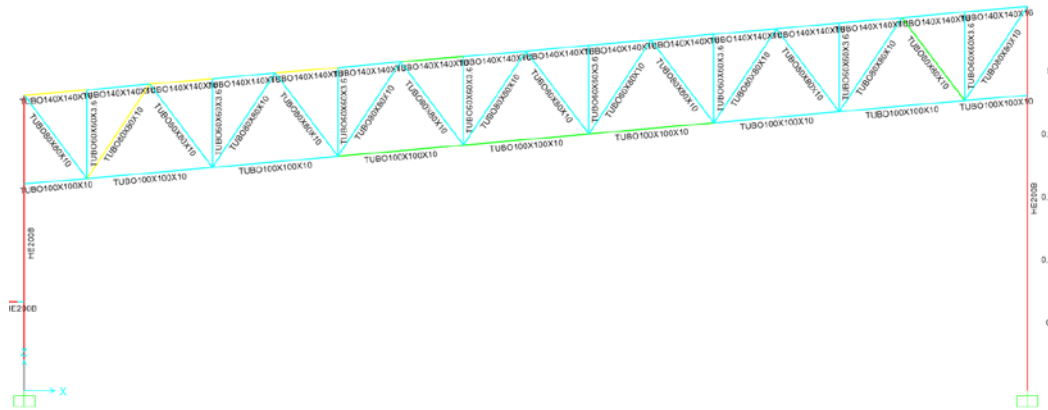


Figura 94. Dimensionado de cerchas.

Por último en la estructura principal, dimensionaremos los pilares, inicialmente tenían un perfil HEB200 y todos ellos fallaban, si aumentamos el perfil hasta un HEB280 vemos como la mayoría están verificados, pero aún existen alguno que fallan.

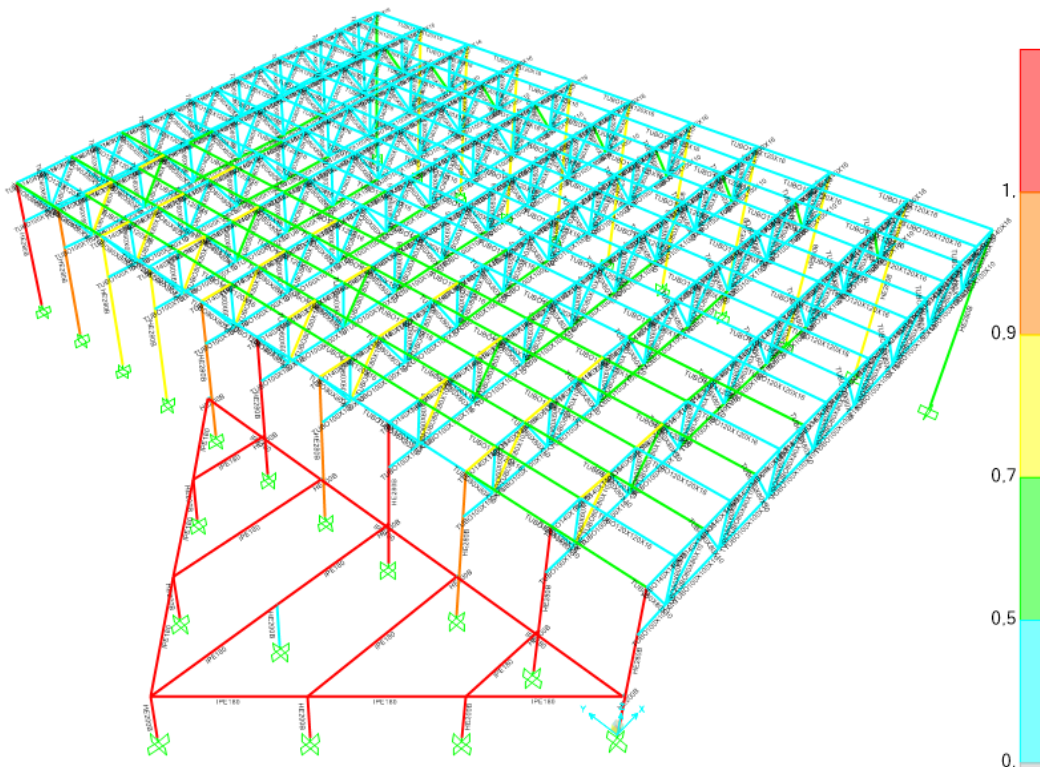


Figura 95. Dimensionado de pilares sin arriostramientos.

Una forma de rigidizar los pilares, será arriostrándolos. Un arriostramiento es un elemento estructural secundario que permite reducir las longitudes de pandeo; en edificios industriales absorbe los empujes que provoca el viento. Usaremos perfiles IPE orientados de manera que coincida con el plano de dibujo, el eje con mayor momento de inercia, para evitar el pandeo en el propio perfil. Empezaremos probando con un perfil IPE180, se introducirán dos

arriostramientos por pilar, con objeto de reducir la longitud de pandeo. De igual forma que ocurría en las cerchas frontales, debido a que sobre ellos no apoya el cerramiento, habrá que desactivar que se apliquen fuerzas del viento sobre ellos. Por último, para que estén correctamente definidos, tendrán que tener las siguientes libertades.

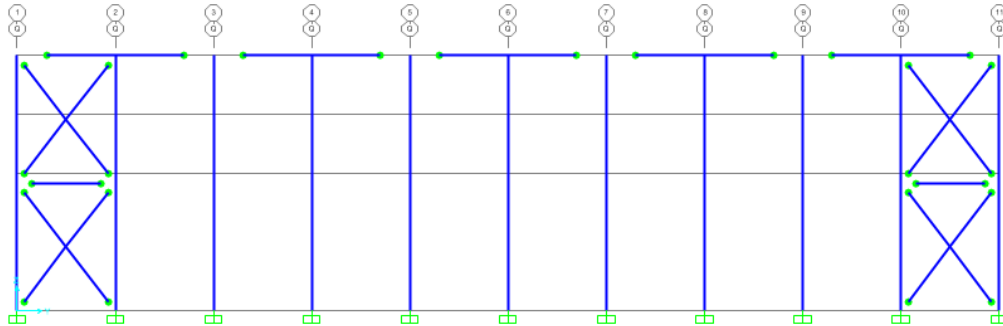


Figura 96. Arriostramientos.

Volvemos a dimensionar y vemos que todos los pilares finalmente están bien dimensionados, sin embargo, al haber aumentado la rigidez de la estructura, nos fijamos que varios cordones superiores de las cerchas, comienzan a fallar.

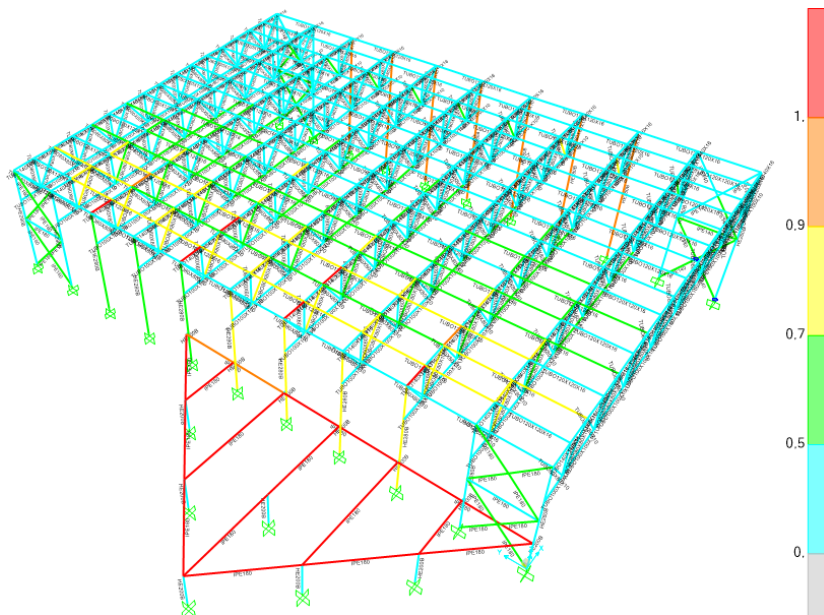


Figura 97. Dimensionado de pilares con arriostramientos.

Por tanto, ajustaremos estos elementos y aumentaremos su perfil a #140x140x25. Al observar la estructura, vemos que los índices resistentes de los pilares del lado derecho, son muy cercanos a 1, para tener un margen más amplio, se decide aumentar el perfil de los pilares de ese lado a HEB300. Con esto, habremos terminado de dimensionar la estructura principal según las comprobaciones relativas a los estados límite últimos.

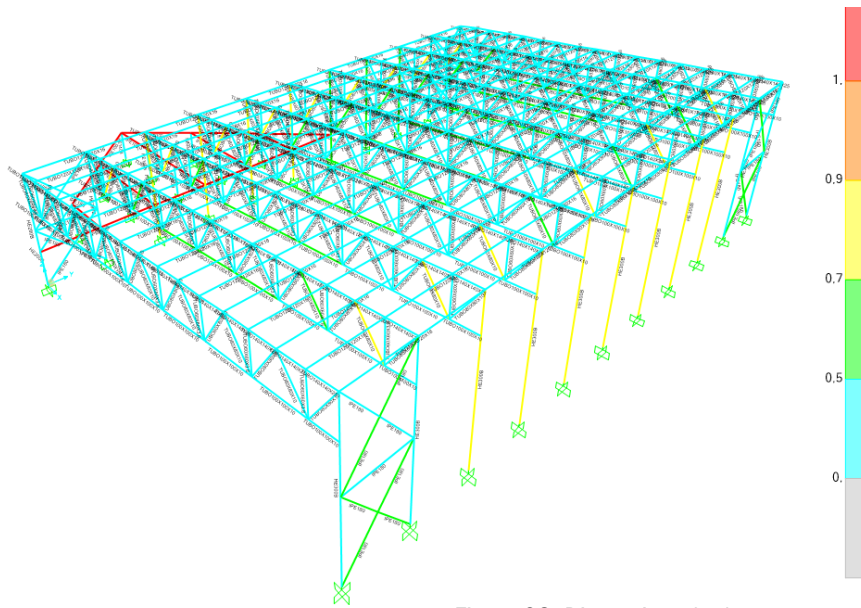


Figura 98. Dimensionado de estructura principal.

Respecto a la estructura secundaria, vemos que el fallo de las vigas interiores es muy grande y que tal vez sea más adecuado un nuevo replanteamiento de la distribución de la estructura, que aumentar el perfil hasta uno extremadamente resistente.

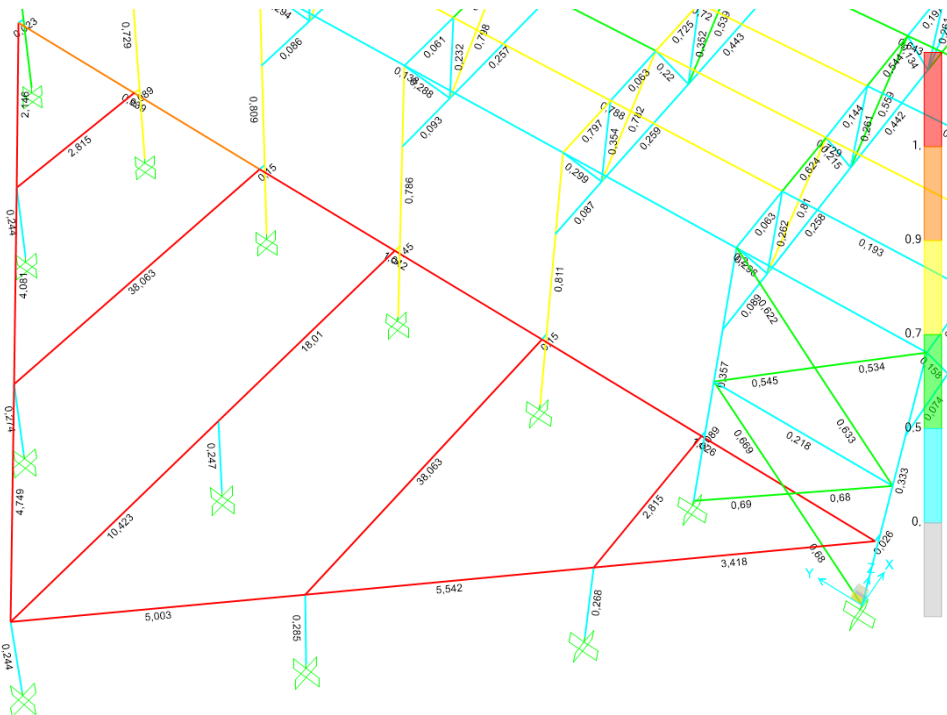


Figura 99. Índices resistentes de la estructura secundaria.

En la nueva distribución, trataremos de reducir la luz de las vigas intermedias, ya que, como podemos observar, los índices de las vigas de 5 metros son más razonables y no implican un exagerado aumento del perfil.

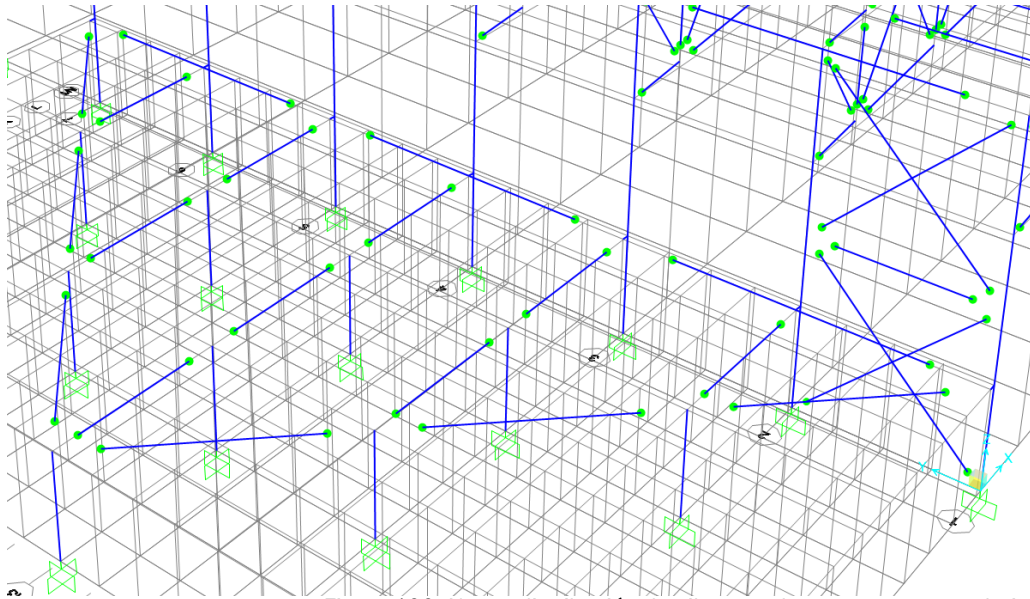


Figura 100. Nueva distribución de pilares en la estructura secundaria.

Con esta nueva distribución y tras ajustar los perfiles, se llega a la conclusión de que lo más óptimo será asignar un perfil IPE200 en las vigas que apoyan sobre las ménsulas, un IPE300 para el resto de vigas y un HEB140 para los pilares.

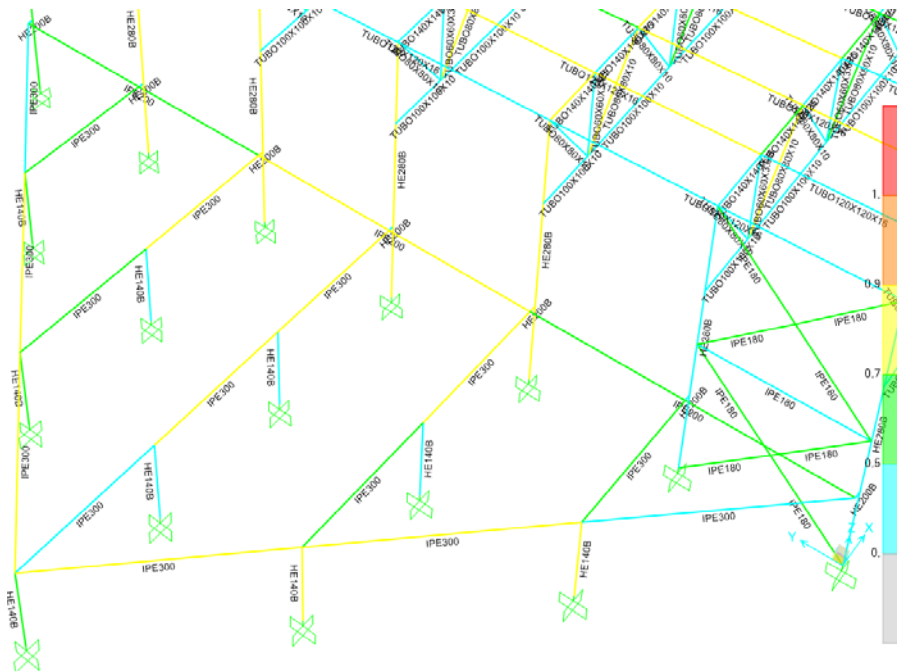


Figura 101. Dimensionado de la estructura secundaria.

Con esto habremos terminado de dimensionar el polideportivo según las verificaciones relativas a los estados límite últimos.

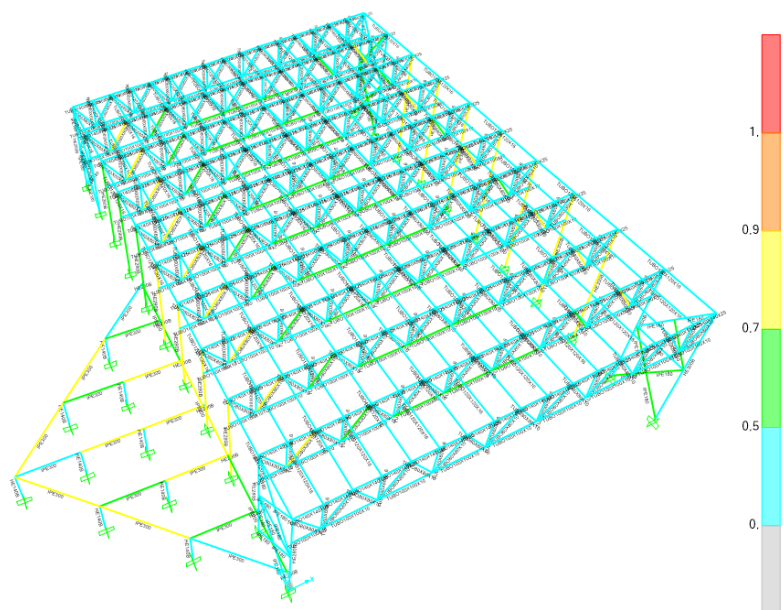


Figura 102. Dimensionado de la estructura según ELU.

6.2.2. Verificación de la estructura por medio de los Estados Límite de Servicio

Para el cálculo de los estados límite de servicio, usaremos la deformada y cogeremos los desplazamientos más críticos de todas las combinaciones. Recordamos que había dos verificaciones, una relativa al desplazamiento vertical y otra relativa al horizontal.

Comenzamos con los desplomes laterales. Estudiaremos todas las combinaciones de carga y analizaremos aquellas más críticas.

En dirección x, la situación más crítica ocurre con la combinación ELS13, donde cómo podemos ver, tenemos los siguientes valores.

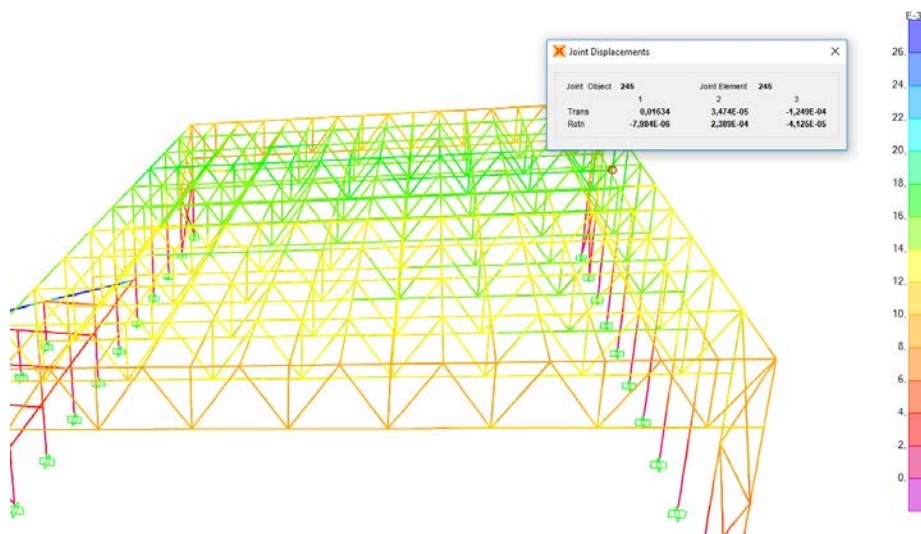


Figura 103. Comprobación desplome lateral en dirección x para estructura principal.

El valor igual a 0,01634 metros hay que compararlo con el resultado que nos da la verificación por desplome lateral, que ya vimos anteriormente en el 5.2. Estados Límite de Servicio.

$$H/500 \geq 0,01634 \rightarrow 13/500 = 0,026 \text{ m} \geq 0,01634 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (16)$$

Para la estructura secundaria, tenemos que:

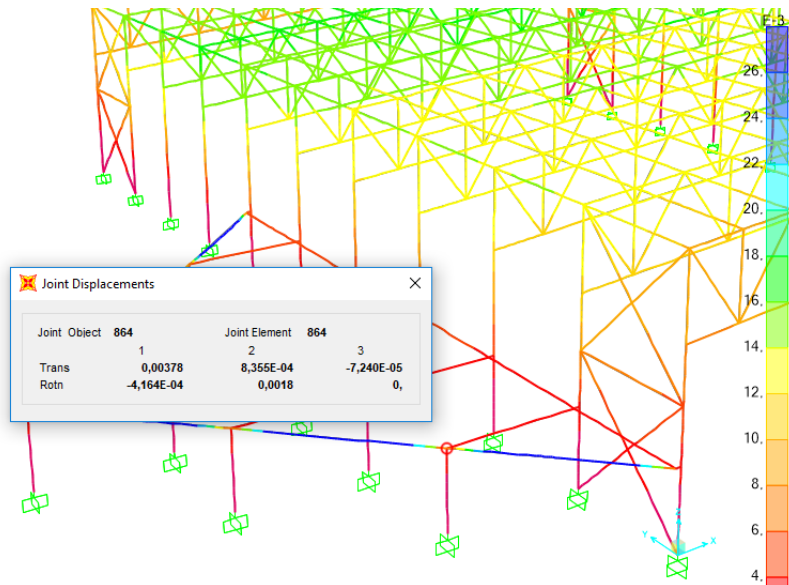


Figura 104. Comprobación desplome lateral en dirección x para estructura secundaria.

$$H/500 \geq 0,00378 \rightarrow 3/500 = 0,006 \text{ m} \geq 0,00378 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (17)$$

Para la dirección y, la situación más crítica ocurre para las combinaciones con viento frontal:

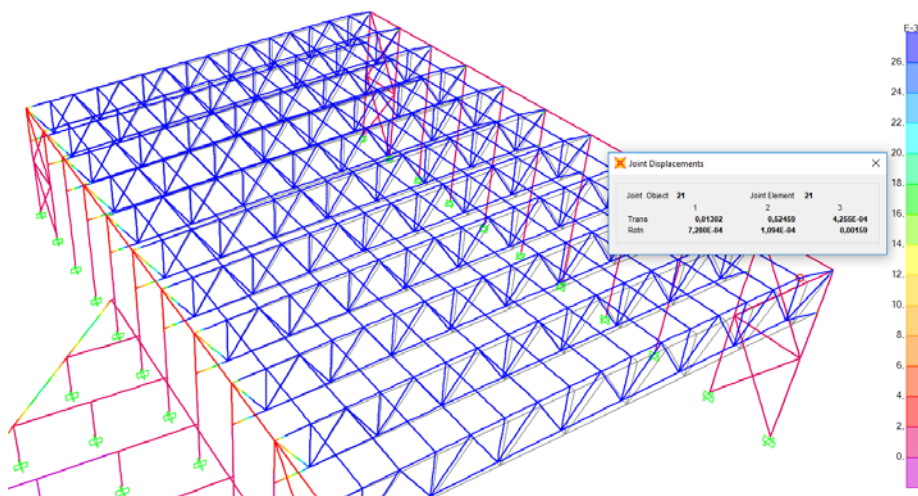


Figura 105. Comprobación desplome lateral en dirección y para estructura principal.

$$H/500 \geq 0,52459 \rightarrow 13/500 = 0,026 \text{ m} \rightarrow \text{No Cumple} \quad (18)$$

Como vemos que el desplome es excesivo, tendremos que añadir arriostramientos también en cubierta. Se usarán perfiles #80x80x10 y se comprobará que se verifique la comprobación por estados límite últimos.

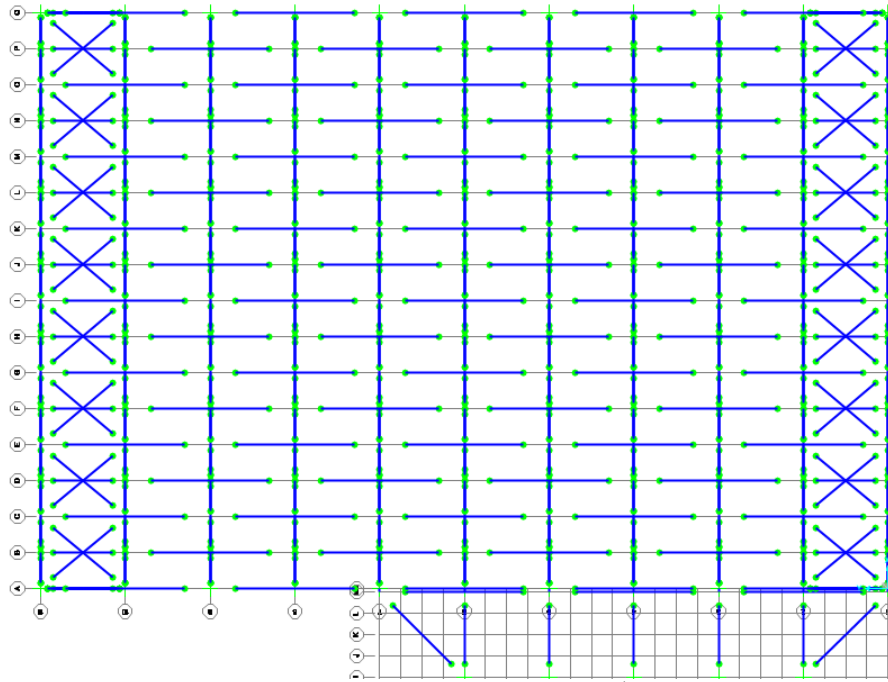


Figura 106. Distribución de arriostramientos en cubierta.

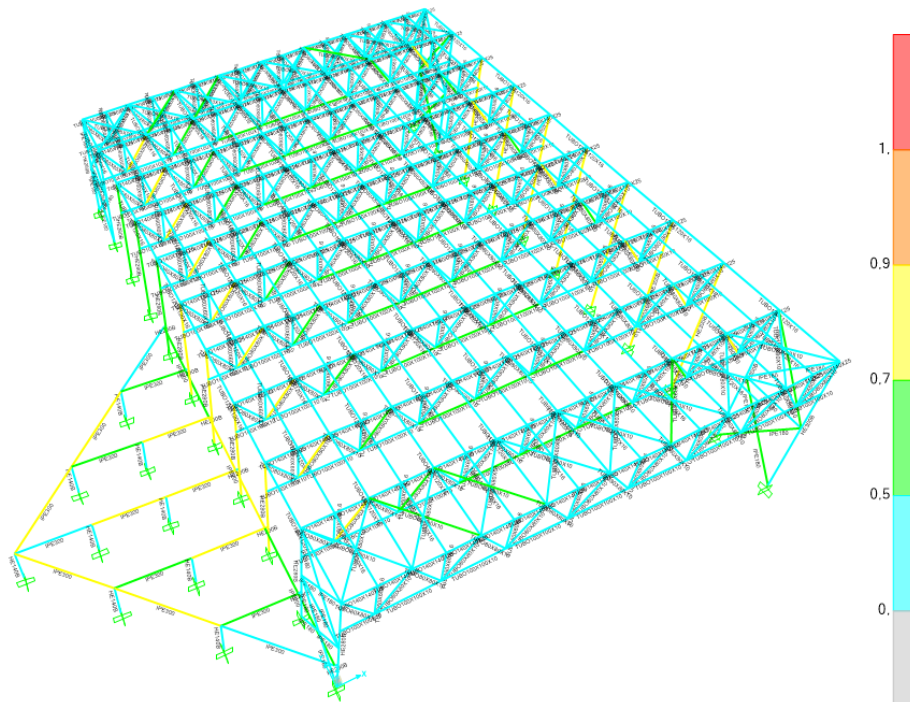


Figura 107. Comprobación de arriostramientos en cubierta según ELU.

Comprobamos si tras arriostrar los cordones superiores se verifica la comprobación según estados límites de servicio. Vemos como ahora el cordón inferior es el que más se desplaza, pero que se desplazamiento es inferior al que nos marca los ELS.

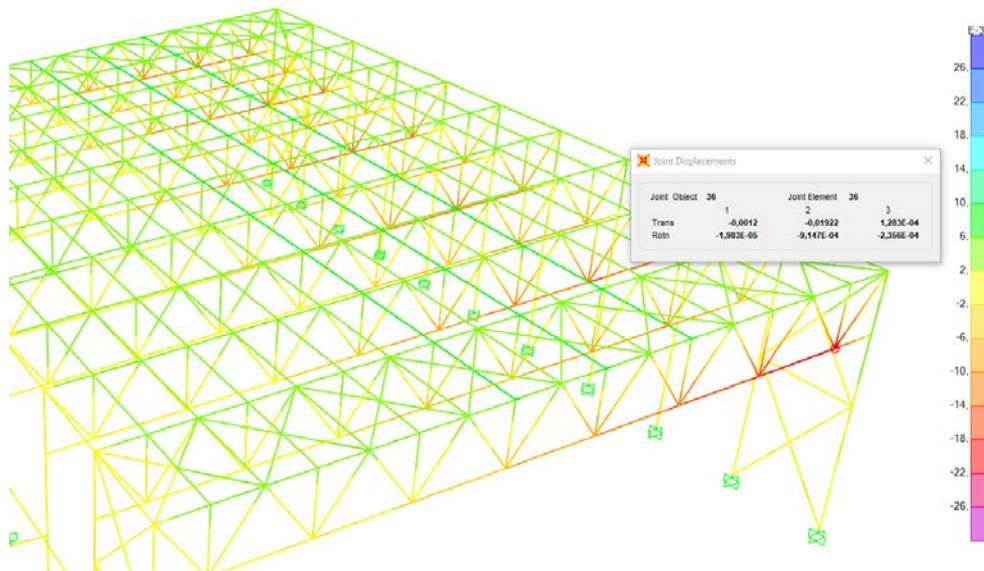


Figura 108. Comprobación desplome lateral en dirección 'y' para estructura principal.

$$H/500 \geq 0,0192 \rightarrow 13/500 = 0,026 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (19)$$

Para la estructura secundaria:

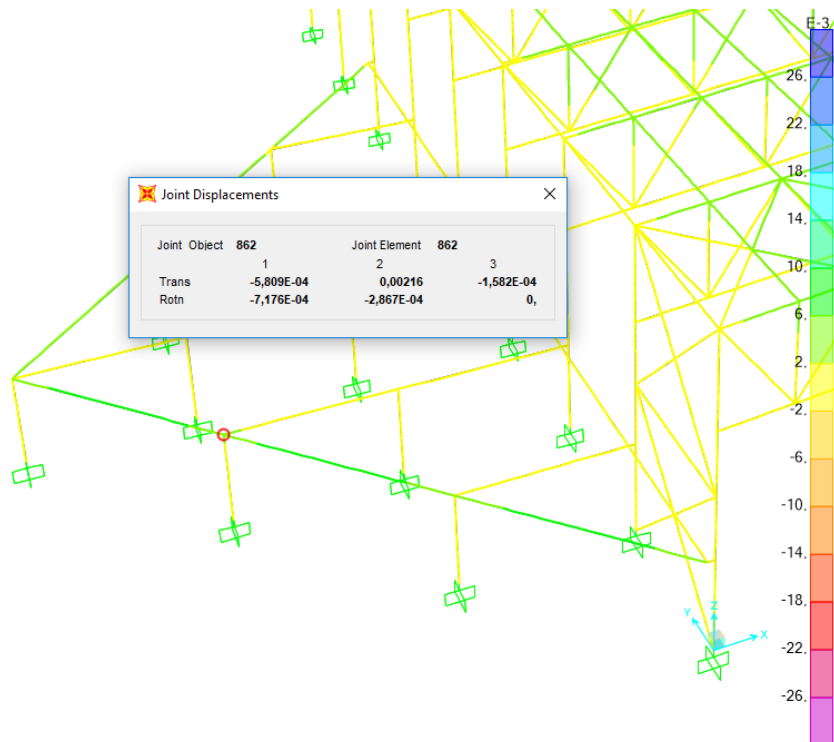


Figura 109. Comprobación desplome lateral en dirección 'y' para estructura secundaria.

$$H/500 \geq 0,00216 \rightarrow 3/500 = 0,006 \text{ m} \geq 0,00216 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (20)$$

Una vez verificada la estructura según el desplome lateral, tendremos que comprobar la flecha. Comenzamos con la flecha total del módulo principal. En este caso, la situación más crítica se dará para la combinación de peso propio y sobrecarga de uso donde tenemos que en un pórtico intermedio hay una flecha total de 0,0334 m.

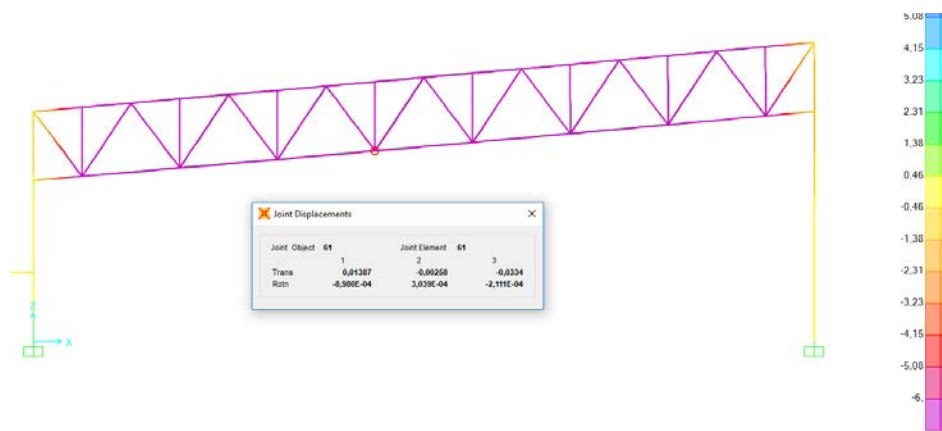


Figura 110. Comprobación flecha total para estructura principal.

$$L/300 \geq 0,0334 \text{ m} \rightarrow 34/300 = 0,113 \text{ m} \geq 0,0334 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (21)$$

También comprobaremos la flecha por elementos, comenzamos con las correas. La más crítica es la que se muestra a continuación, con la misma combinación de cargas.

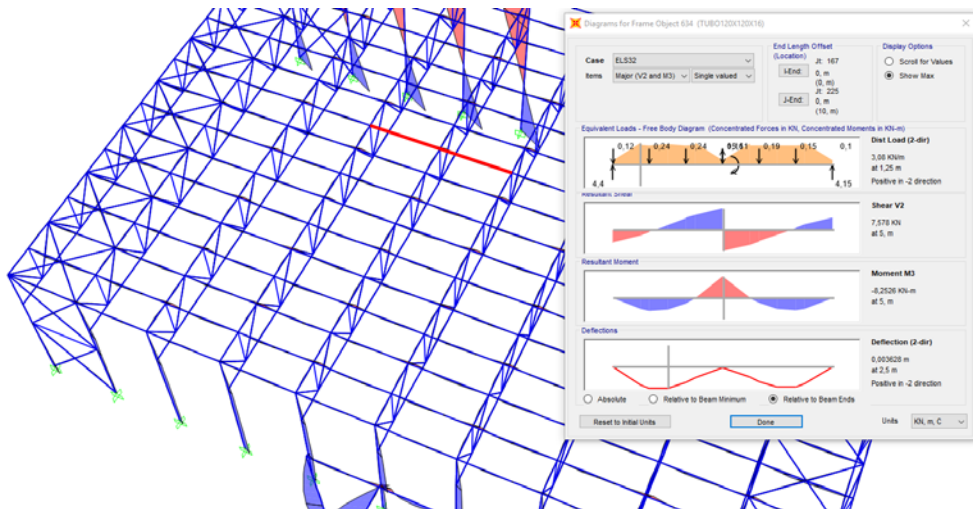


Figura 111. Comprobación flecha en correas.

$$L/300 \geq 0,003628 \text{ m} \rightarrow 5/300 = 0,0167 \text{ m} \geq 0,003628 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (22)$$

Seguimos con los elementos de las cerchas, donde comprobamos que también se cumple.

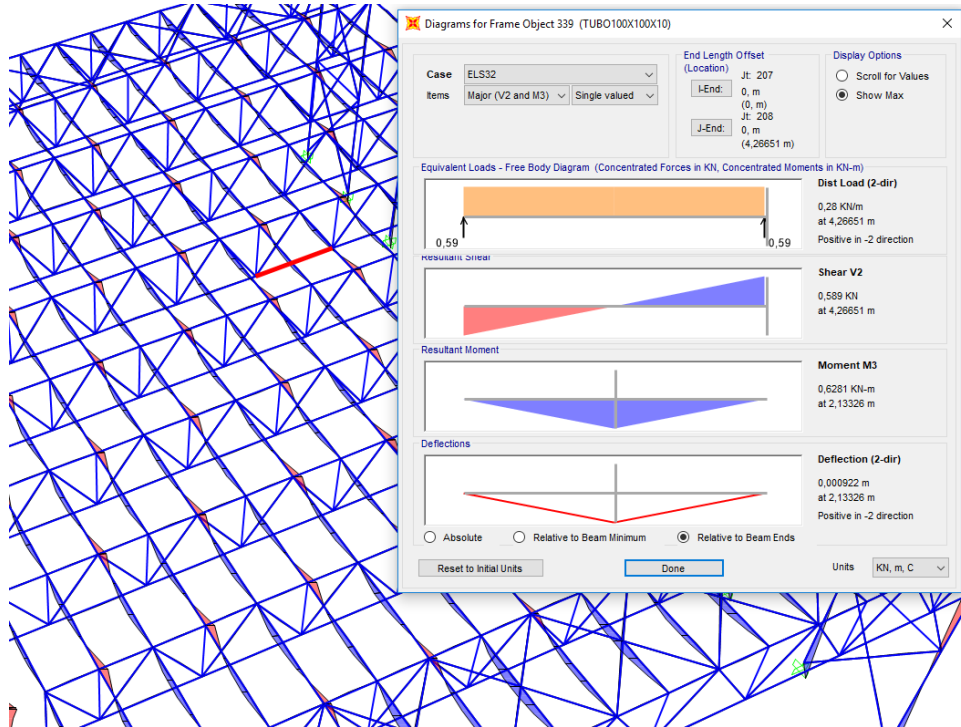


Figura 112. Comprobación flecha en cerchas.

$$L/300 \geq 0,000922 \text{ m} \rightarrow 4,266/300 = 0,0142 \text{ m} \geq 0,000922 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (23)$$

Por último, estudiaremos las flechas en las vigas de la estructura secundaria.

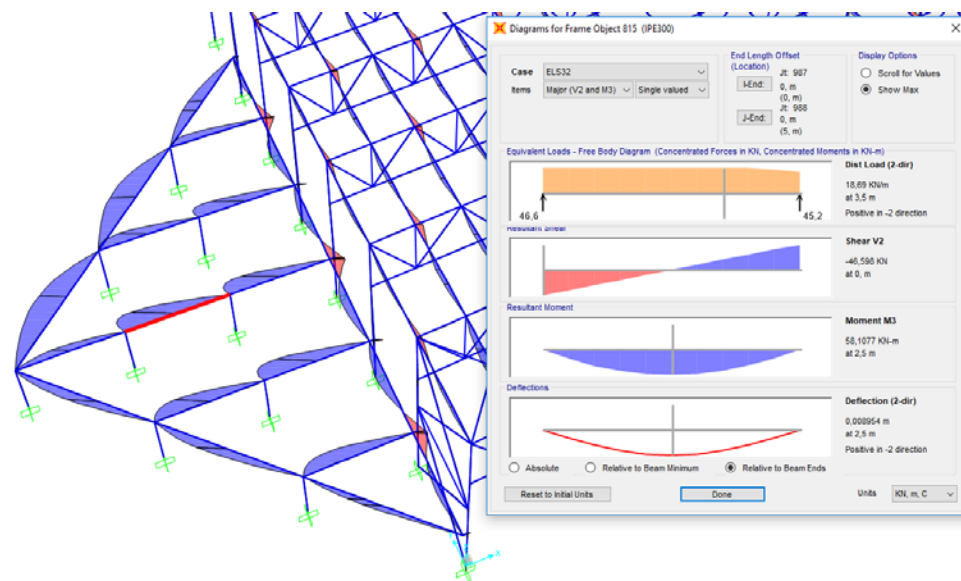


Figura 113. Comprobación flecha en viga interior.

$$L/300 \geq 0,008954 \text{ m} \rightarrow 5/300 = 0,01667 \text{ m} \geq 0,008954 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (24)$$

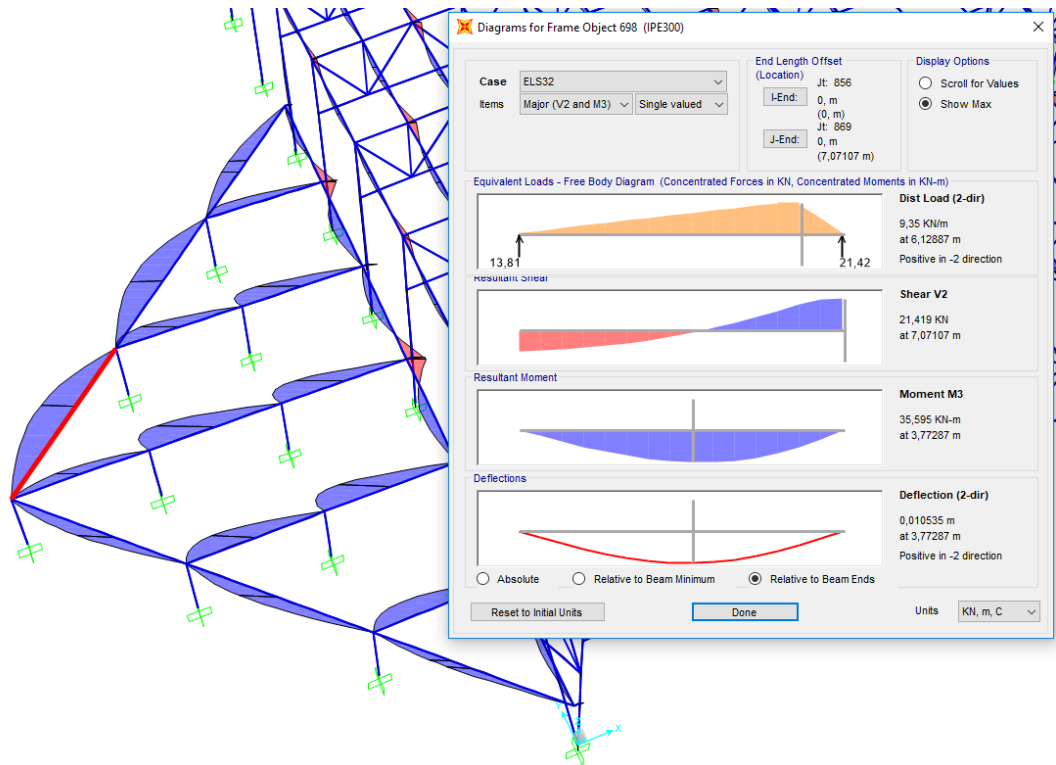


Figura 114. Comprobación flecha en viga de contorno.

$$L/300 \geq 0,010535 \text{ m} \rightarrow 7,071/300 = 0,02357 \text{ m} \geq 0,010535 \text{ m} \rightarrow \text{Se Cumple} \quad (25)$$

Tras todo esto, hemos acabado de dimensionar el polideportivo.

6.2.3. Resumen del dimensionado final

Estructura Principal	
Correas	120x120x16
Arriostramientos en cubierta	80x80x10
Cercha - Pares	140x140x25
Cercha - Montantes	60x60x3,6
Cercha - Diagonales	80x80x10
Cercha - Tirantes	100x100x10
Arriostramientos en pilares	IPE180
Pilares lado derecho	HEB300
Pilares lado izquierdo	HEB280
Estructura Secundaria	
Vigas en ménsulas	IPE200
Vigas interiores	IPE300
Vigas de contorno	IPE300
Pilares	HEB140

Tabla 18. Resumen dimensionado.

CAPÍTULO 7
CONCLUSIONES

Tras el cálculo y dimensionamiento de la estructura metálica del polideportivo objeto en este trabajo fin de grado, a continuación se destacan los aspectos más relevantes:

- El polideportivo se ubicará en la ciudad de Valladolid, en el Campus Deportivo de la Universidad de Valladolid – Fuente la Mora.
- Estará compuesto de una estructura principal, donde se ubicarán las pistas deportivas, y de una estructura secundaria, en la cual se situará la zona administrativa, los vestuarios y los aseos.
- La estructura principal estará formada por 11 pórticos a un agua, con una cercha en cada uno de ellos con objeto de salvar la gran luz que hay entre los pilares. Los pilares del lado sur estarán formados por perfiles HEB280, los del lado norte por HEB300, las correas con perfiles #120x120x16, los cordones superiores con #140x140x25, las diagonales #80x80x10, los montantes #60x60x3,6 y los cordones inferiores #100x100x10.
- La estructura secundaria estará unida a la principal por medio de una viga apoyada en unas ménsulas pertenecientes a los 6 primeros pilares de la estructura principal. Esta viga será un IPE200, mientras que el resto de las vigas de la estructura secundaria serán un IPE300. Los pilares se dimensionan con un perfil HEB140.

Se analiza si los objetivos perseguidos se han cumplido:

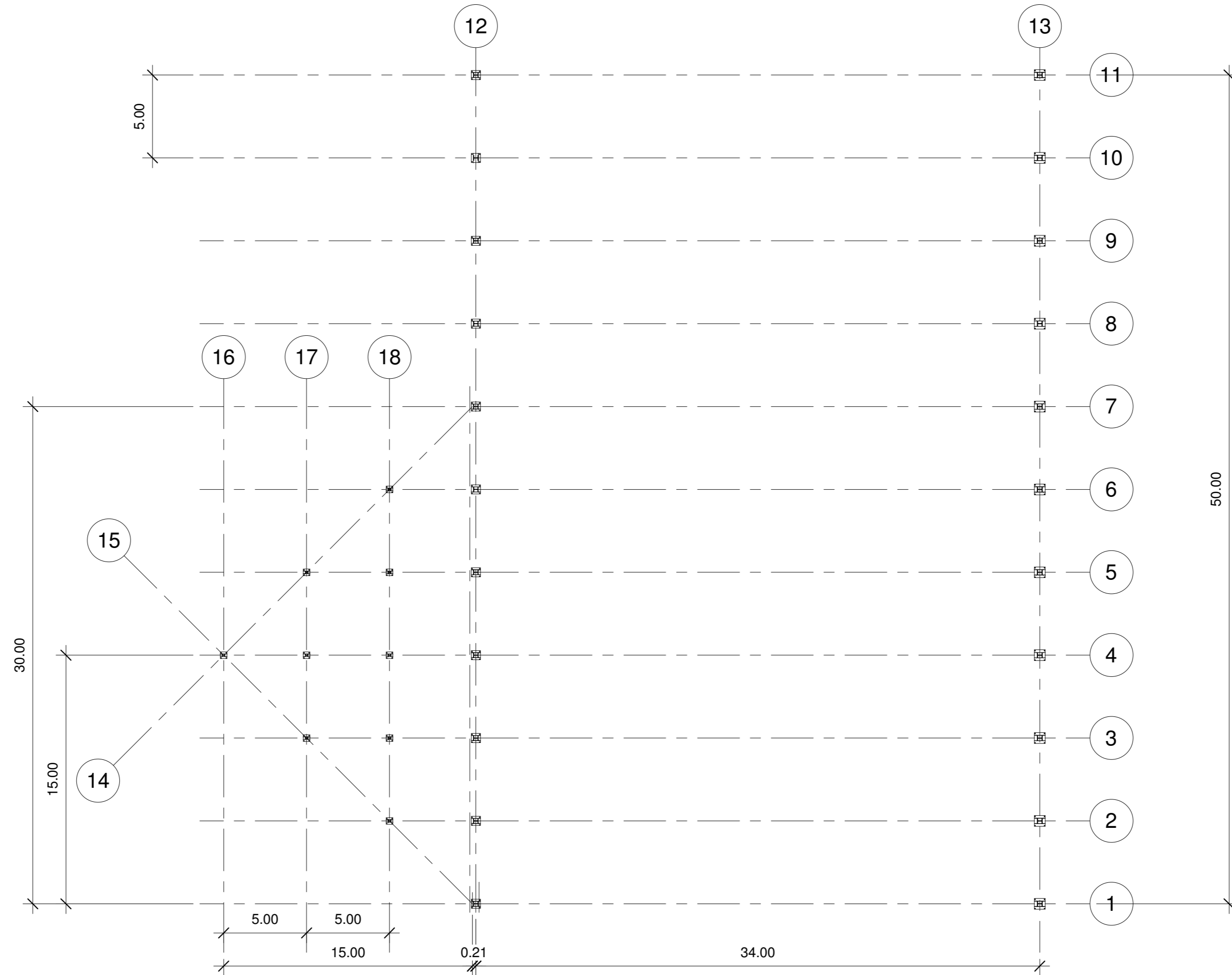
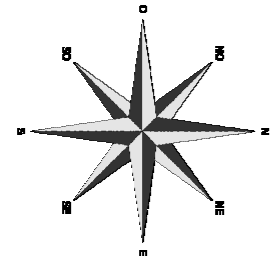
- Para cumplir con el objetivo principal, que era ‘profundizar en el cálculo estructural y trasladarlo a un caso real’, se han tenido que ir cumpliendo paulatinamente una serie de objetivos secundarios, entre ellos:
 - ~ La búsqueda, no ya sólo de los datos necesarios para el cálculo estructural extraídos de la normativa actual, sino también de las características técnicas de los materiales que afectan a la resistencia de los elementos estructurales, extruidos de catálogos de fabricantes.
 - ~ Se ha aprendido a manejar el programa SAP2000 de una forma principalmente autodidacta, ya que este programa en concreto, a lo largo del grado de Ingeniería Mecánica no se ha utilizado. Aunque he tenido el inestimable apoyo tanto de mis tutores como del departamento de Construcciones arquitectónicas, Ingeniería del terreno y Mecánica de los medios continuos y Teoría de estructuras en cualquier duda que me pudiese surgir.

CAPÍTULO 8
BIBLIOGRAFIA

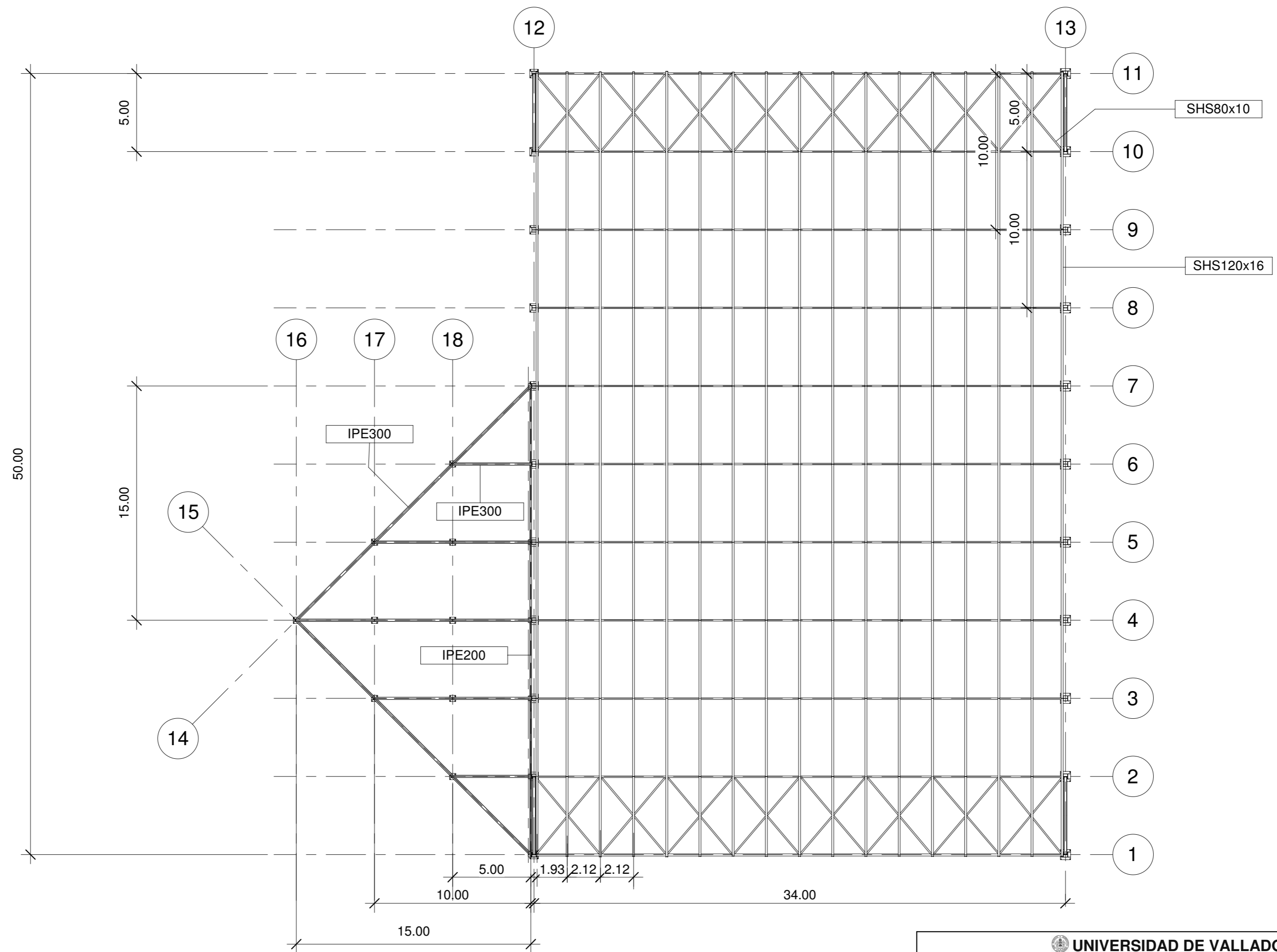
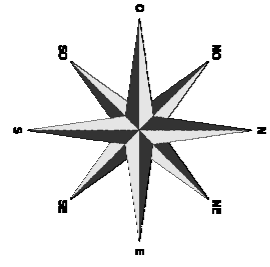
Principales documentos consultados para la realización de este Trabajo Fin de Grado:

- [1] Ministerio de Fomento. CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN (CTE). <https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-real-decreto-parte-i/91-ct-documentos-cte.html> (Última consulta julio 2019).
- [2] Ramón Argüelles Álvarez. ESTRUCTURAS DE ACERO. Bellisco Ediciones Técnicas y Científicas. Segunda Edición 2005.
- [3] Instituto para la Construcción Tubular. GUÍA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS EN CELOSÍA RESUeltas CON PERFILES TUBULARES DE ACERO. Gorka Iglesias. Segunda Edición 2007.
- [4] Apuntes de la asignatura ESTRUCTURAS METÁLICAS. Grado de Ingeniería Mecánica, 4º Curso, 2º Cuatrimestre. Curso 2018/19.
- [5] Ministerio de Fomento. INSTRUCCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL (EAE). <https://www.fomento.gob.es/organos-colegiados/comision-permanente-de-estructuras-de-acero/cpa/instrucciones/instruccion-eae-version-en-castellano> (Última consulta julio 2019).
- [6] Ministerio de Fomento. NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE (NCSE-02). <https://www.fomento.gob.es/MFOM.CP.Web/handlers/pdfhandler.ashx?idpub=BN0222> (Última consulta junio 2019).
- [7] GRUPO PANEL SANDWICH. <https://www.panelsandwich.com/producto/panel-sandwich-tapajuntas/> (Última consulta junio 2019).
- [8] PALRAM. SUNPAL. <http://www.palram.es/sunpal> (Última consulta junio 2019).
- [9] VIESSMANN. VITOSOL 300-TM. <https://www.viessmann.es/es/edificios-de-viviendas/sistemas-de-energia-solar/colectores-de-tubos/vitosol-300tm.html> (Última consulta junio 2019).
- [10] HIANSA. FORJADO COLABORANTE MT-100. https://www.hiansa.com/wp-content/uploads/catalogos/es/forjado_colaborante_mt100.pdf (Última consulta junio 2019)
- [11] CSI ANALYSIS REFERENCE MANUAL. SAP2000 INTEGRATED SOLUTION FOR STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN V.20. 2019

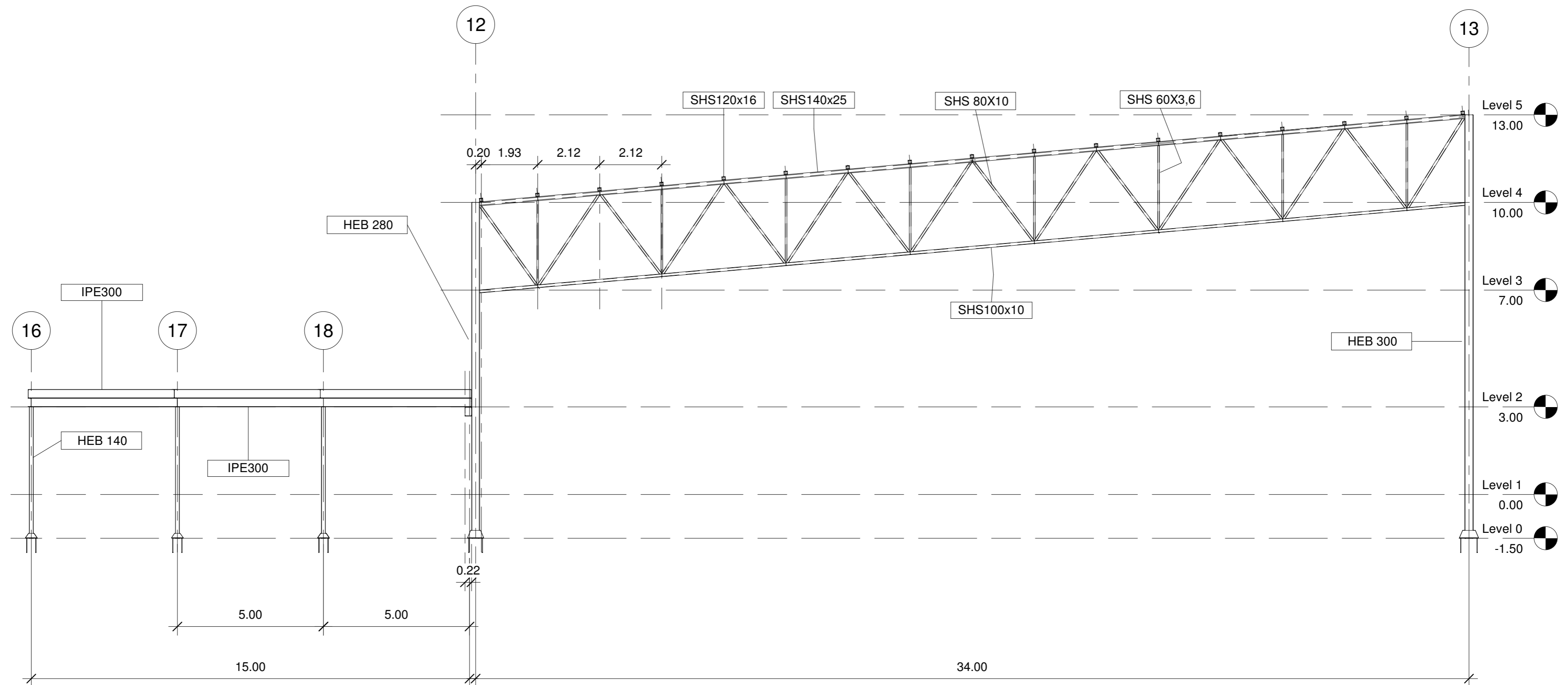
ANEJO
PLANOS



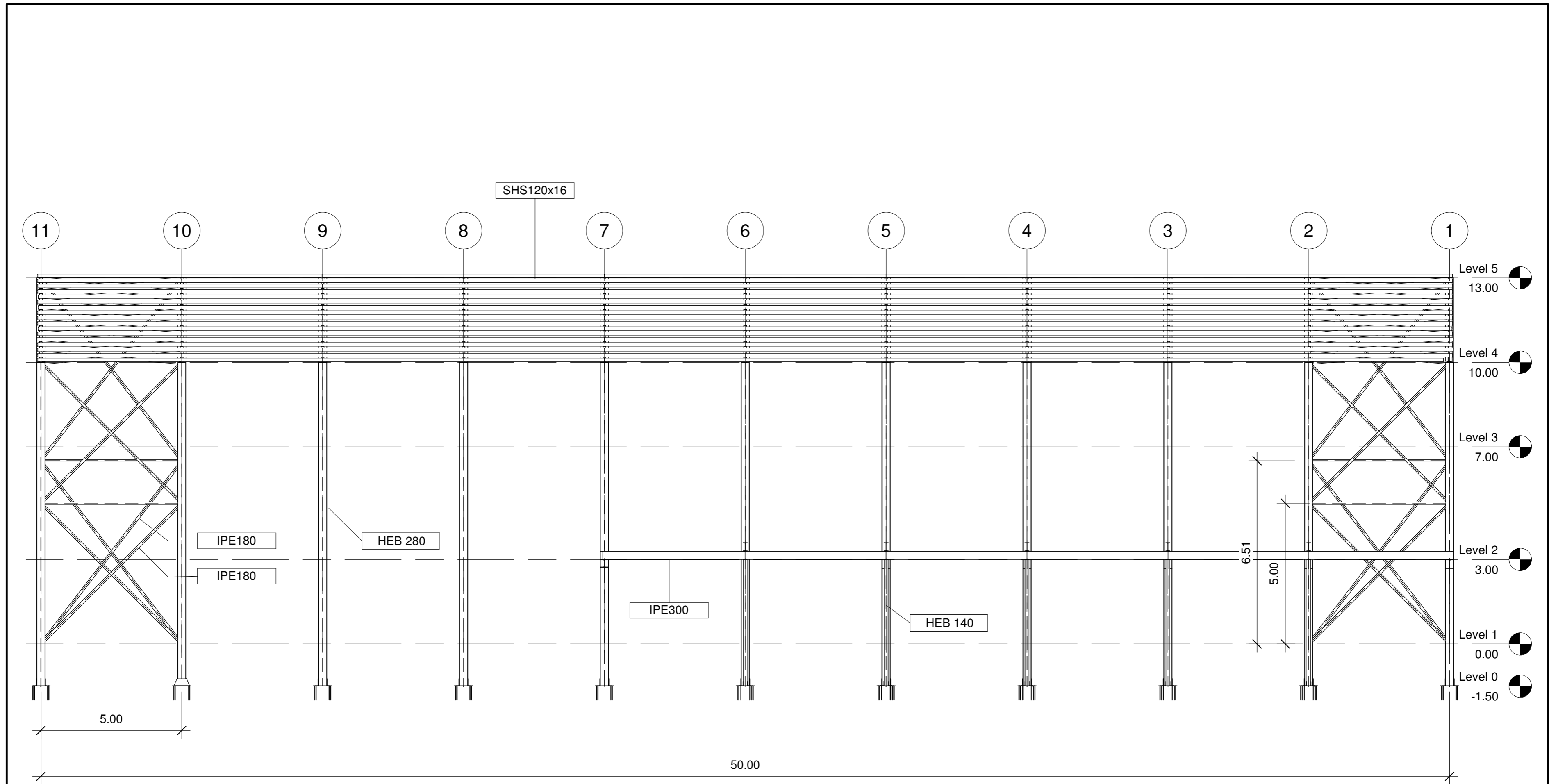
UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES	
PLANO: Planta - Replanteo de pilares	
CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE UN POLIDEPORTIVO	FECHA: 30/06/19 N° PLANO: E-01
PROMOTOR: UNIVERSIDAD DE VALLADOLID	ESCALA: 1 : 200 FIRMA:
	Grado en Ingeniería Mecánica Fdo: Héctor Herrero Joral



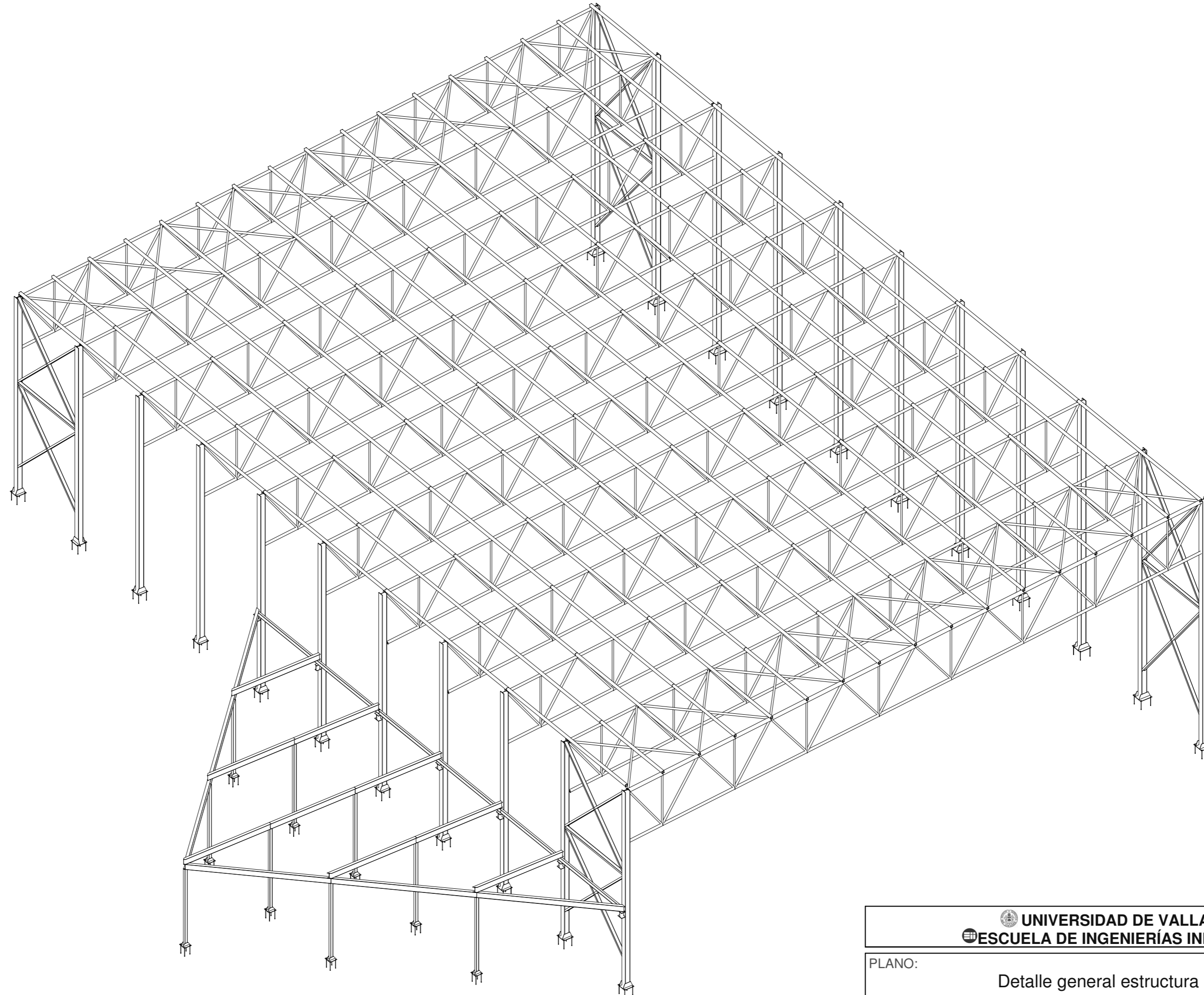
UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES	
PLANO: Planta - Distribución de correas	
CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE UN POLIDEPORTIVO	FECHA: 30/06/19 Nº PLANO: E-02
PROMOTOR: UNIVERSIDAD DE VALLADOLID	ESCALA: 1 : 200 FIRMA: 
	<small>Grado en Ingeniería Mecánica Fdo: Héctor Herrero Joral</small>



UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES			
PLANO:		Alzado este - Estructura metálica	
CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE UN POLIDEPORTIVO		FECHA: 30/06/19	Nº PLANO: E-03
		ESCALA: 1 : 100	FIRMA:
PROMOTOR: UNIVERSIDAD DE VALLADOLID		Grado en Ingeniería Mecánica	Fdo: Héctor Herrero Joral



UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES			
PLANO:		Alzado sur - Estructura metálica	
CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE UN POLIDEPORTIVO		FECHA: 30/06/19	Nº PLANO: E-04
PROMOTOR:		ESCALA: 1 : 100	FIRMA:
UNIVERSIDAD DE VALLADOLID		Grado en Ingeniería Mecánica	Fdo: Héctor Herrero Joral



 UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES		
PLANO: Detalle general estructura metálica 3D.		
CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DE UN POLIDEPORTIVO	FECHA: 30/06/19	Nº PLANO: E-05
PROMOTOR: UNIVERSIDAD DE VALLADOLID	ESCALA:	FIRMA:  Fdo: Héctor Herrero Joral
	Grado en Ingeniería Mecánica	