



Universidad
Zaragoza



Escuela de
Ingeniería y Arquitectura
Universidad Zaragoza

ANEXO I

CÁLCULO DE LAS ACCIONES Y CARGAS OBJETO DE ESTUDIO CONFORME AL EUROCÓDIGO 1 – Acciones sobre Estructuras

Autor

Adrián Fleta Melero

Director

José David Bel Cacho

Escuela de Ingeniería y Arquitectura (EINA)
Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Grado Ingeniería Mecánica

Zaragoza, 2015

ÍNDICE DEL ANEXO

1	INTRODUCCIÓN	2
2	NORMATIVA APLICABLE: LOS EUROCÓDIGOS	2
1.1	REQUISITOS	3
1.2	VIDA ÚTIL Y DURABILIDAD	4
2.1	CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITE	5
2.2	CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES	5
3	ACCIONES Y CARGAS OBJETO DE ESTUDIO	6
3.1	PESO PROPIO	7
3.2	SOBRECARGA DE USO	10
3.2.1	CÁLCULO DE LAS SOBRECARGAS DE USO	12
3.3	CARGA DE NIEVE	16
3.4	CARGA DE VIENTO	25
3.4.1	CONSIDERACIONES GENERALES	25
3.4.2	CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO	27

1 INTRODUCCIÓN

En este Anexo se va a indagar en las normativas aplicables a este tipo de construcciones en cuanto a las cargas que debe soportar dicha estructura según su ubicación y su uso final.

Además el objetivo de este Anexo es mostrar y explicar el procedimiento de cálculo de las acciones mediante el uso de la normativa aplicable para este proyecto, el **Eurocódigo 1: Acciones en estructuras (UNE-EN 1991-1)**.

Nos centraremos concretamente en las cargas del peso propio, viento, nieve y sobrecargas de uso del enclave. No tendremos en cuenta cargas sísmicas ni térmicas, ya que no son objeto del trabajo, aunque en la realidad se deben considerar también.

Para el cálculo de la sobrecarga de uso se ha consultado la **Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios. (UNE-EN_1991_1_1_2003)**.

Para el cálculo de la acción de nieve se ha consultado la **Parte 1-3: Acciones generales. Cargas de nieve. (UNE-EN_1991_1_3_2004)**.

Finalmente, para el cálculo de la acción del viento se ha consultado la **Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento. (UNE-EN_1991_1_2007)**.

2 NORMATIVA APLICABLE: LOS EUROCÓDIGOS

Ya que al no ser la ubicación nacional no se puede recurrir al CTE debido a que es una normativa española, y la ubicación de centro comercial es en Francia, se debe acudir a una normativa de carácter internacional como son los *Eurocódigos*. Ésta será la normativa que regirá todo en cuanto a las cargas que debe soportar la estructura del centro y las condiciones que debe cumplir.

Los Eurocódigos constituyen un conjunto de normas europeas que proporcionan una serie de métodos comunes para calcular la resistencia mecánica de los elementos que desempeñan una función estructural en una obra de construcción, en lo sucesivo denominados «los productos de construcción estructurales». Dichos métodos permiten proyectar y verificar la estabilidad de las obras de construcción o de partes de las mismas, así como dar a los productos de construcción estructurales las dimensiones necesarias.

Las disparidades entre los diversos métodos de cálculo contemplados en las normativas nacionales sobre construcción obstaculizan la libre circulación de servicios de ingeniería y arquitectura en la Comunidad. El uso de Eurocódigos facilitaría la libertad de prestación de servicios en el ámbito de la ingeniería de construcción y la arquitectura, mediante la creación de las condiciones adecuadas para el establecimiento de un sistema armonizado de normas generales.

Los Estados miembros, al objeto de tener en cuenta condiciones geográficas, geológicas o climáticas específicas, así como niveles específicos de protección aplicables en su territorio, pueden necesitar parámetros específicos, conteniendo los Eurocódigos «parámetros determinados a escala nacional». Para cada uno de ellos, los Eurocódigos proporcionan un valor recomendado.

Es recomendable utilizar los Eurocódigos como la mejor herramienta para realizar proyectos de obras de construcción, analizar la resistencia mecánica de los componentes o comprobar la estabilidad de las estructuras. Asimismo, en el caso de que se utilicen los métodos de cálculo descritos en los Eurocódigos, existe una presunción de conformidad con el requisito esencial nº1, «Resistencia mecánica y estabilidad» (que incluye los aspectos del requisito esencial nº4, «Seguridad de utilización», en la medida en que estén relacionados con la resistencia mecánica y la estabilidad) y con parte del requisito esencial nº2, «Seguridad en caso de incendio», contemplados en el anexo I de la Directiva 89/106/CEE.

1.1 REQUISITOS

La estructura se debe proyectar y ejecutar de forma que:

- Soporte todas las acciones e influencias que puedan ocurrir durante su ejecución y utilización.
- Se debe mantener apta para el uso requerido.

Debe ser calculada para tener:

- Adecuada resistencia estructural.
- Aptitud al servicio.
- Durabilidad.

Además, en caso de incendio la resistencia estructural debe ser adecuada para el periodo de tiempo mínimo requerido.

También es importante tener en cuenta a la hora de proyectar que la estructura debe de no verse dañada por acontecimientos o sucesos tales como posibles explosiones, impactos y consecuencias de errores humanos.

Así mismo se deben evitar o limitar los daños potenciales mediante la elección apropiada de una o más de las siguientes medidas:

- Evitar, eliminar o reducir riesgos a los que pueda verse sometida la estructura.

- Seleccionar una forma estructural que tenga poca sensibilidad a los riesgos considerados.
- Seleccionar una forma estructural o diseño que pueda sobrevivir adecuadamente la eliminación accidental de un elemento o de una parte limitada de la estructura, o un daño localizado de extensión aceptable.
- Evitar en todo lo posible sistemas estructurales que puedan derrumbarse sin previo aviso haciendo solidarios los elementos estructurales entre sí.

Se deberían satisfacer estos requisitos fundamentales mediante:

- La elección de materiales adecuado.
- El cálculo y detalles constructivos adecuados.
- La especificación de procedimiento de control para el cálculo, la producción, la ejecución y el uso correspondiente al proyecto concreto.

1.2 VIDA ÚTIL Y DURABILIDAD

Puesto que este centro comercial pertenece a la categoría de estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil, pertenece a la categoría de vida útil de cálculo 5, y por ello la vida útil de cálculo indicativa son 100 años.

La estructura debe calcularse de forma que el deterioro a lo largo de su vida útil de cálculo no impida las prestaciones de la estructura por debajo de lo previsto, teniendo en cuenta el ambiente y ubicación en la que se encuentra, y el nivel de mantenimiento previsto.

Se debería tener en cuenta lo siguiente:

- El uso previsto de la estructura.
- Los criterios de cálculo.
- Condiciones ambientales y del entorno.
- Composición, propiedades y prestaciones de los materiales y productos.
- Propiedades del suelo.
- Forma de los elementos y detalles constructivos.
- Calidad de la mano de obra y el nivel de control.

- Medidas de protección.
- Mantenimiento previsto durante la vida útil del cálculo.

2.1 CÁLCULO DE ESTADOS LÍMITE

Los cálculos de estados límite deben estar basados en el uso de modelos estructurales y de carga para los estados límite correspondientes.

Deben comprobarse que no se supera ningún estado límite cuando los valores de cálculo correspondiente son introducidos en los modelos de cálculo para:

- Acciones:
 - o Peso propio.
 - o Viento.
 - o Nieve.
 - o Sobrecargas de uso.
- Propiedades de los materiales.
- Datos geométricos.

Las verificaciones se deben llevar a cabo para todas las situaciones e hipótesis de carga relevantes.

Para una verificación específica deberían seleccionarse hipótesis de carga, identificando las distribuciones de carga compatibles, los conjuntos de deformaciones y las imperfecciones que deberían considerarse simultáneamente con acciones variables fijas y acciones permanentes.

2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

Las acciones a las que estará sometida la estructura se deben clasificar en:

- **Acciones permanentes (G):** por ejemplo el peso propio de las estructuras, equipos fijos, pavimentos, etc.
- **Acciones variables (Q):** como las sobrecargas de uso en forjados, vigas, cubiertas, etc.
- **Acciones accidentales (A):** entre ellas pueden estar las explosiones, impacto de vehículos, etc.

Algunas acciones como las sísmicas y las cargas de nieve pueden ser consideradas como acciones accidentales y/o acciones variables, dependiendo de la ubicación de la obra.

Una acción está descrita mediante un modelo, en el que su magnitud viene representada en la mayoría de los casos por un escalar que puede tener varios valores representativos.

3 ACCIONES Y CARGAS OBJETO DE ESTUDIO

Las cargas que debe soportar la estructura del presente proyecto vendrán dadas por el **peso propio**, que es la principal acción permanente en la estructura, y además por las acciones variables de **sobre carga de uso (SCU)**, carga de **viento** y **nieve**. (No consideraremos ninguna otra acción como las accidentales, por ejemplo sísmicas o de impactos).

A la hora de proyectar, las cargas permanentes y SCU pertinentes se deben determinar para cada situación de cálculo con arreglo a la Norma EN 1990.

Se debe tener también en cuenta en las situaciones de proyecto las siguientes generalidades:

3.2 Cargas permanentes

- (1) Es conveniente que, en las combinaciones de acciones, se considere el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales como una acción única.

NOTA – Véase la nota 3 de la tabla A1.2 (B) de la Norma EN 1990.

- (2) En zonas donde se prevea quitar o añadir elementos estructurales y no estructurales se debería tener en cuenta para el cálculo las hipótesis de carga críticas.
- (3) Se debería tener en cuenta en las situaciones de proyecto el peso propio de nuevos revestimientos y/o nuevas canalizaciones que se pretendan añadir después de la ejecución (véase el apartado 5.2).

- (4)P Se debe tener en cuenta el nivel del agua en las situaciones de proyecto que corresponda.

NOTA – Véase la Norma EN 1997.

- (5) Se debería considerar el origen y el contenido de humedad de los materiales a granel en las situaciones de proyecto de edificios a utilizar como almacén.

NOTA – Los valores de pesos específicos dados en el anexo A corresponden a materiales en estado seco.

3.3 Sobrecargas de uso

3.3.1 Generalidades

- (1)P En aquellas zonas que vayan a estar sometidas a distintas categorías de carga el cálculo debe tener en cuenta la hipótesis de carga más crítica.
- (2)P En aquellas situaciones de proyecto en que las sobrecargas de uso actúen simultáneamente con otras acciones variables (por ejemplo, acciones inducidas por viento, nieve, grúas o maquinaria), las sobrecargas de uso totales consideradas en la hipótesis de carga se deben entender como una acción única.
- (3) En los casos en que el número de variaciones en la carga o los efectos de vibraciones puedan causar fatiga, se debería establecer un modelo de carga a fatiga.
- (4) En estructuras sensibles a vibraciones, se debería tener en cuenta modelos dinámicos de cargas cuando se considere oportuno. El procedimiento de cálculo se da en el apartado 5.1.3 de la Norma EN 1990.

3.3.2 Disposiciones adicionales para edificios

- (1) En cubiertas, no se deberían aplicar conjuntamente y de forma simultánea las acciones exteriores, las sobrecargas de nieve y las acciones de viento.
- (2)P Cuando la carga exterior sea considerada como una acción de acompañamiento, de acuerdo con la Norma EN 1990, sólo se debe aplicar uno de los dos factores ψ (tabla A1.1 de la Norma EN 1990) y α_n (6.3.1.2 (11)).
- (3) Para cargas dinámicas producidas por maquinaria véase la Norma EN 1991-3.
- (4) Se deberían especificar las sobrecargas de uso que haya que tener en cuenta para las verificaciones del estado límite de servicio, de acuerdo con las condiciones de servicio y los requisitos relacionados con las prestaciones de la estructura.

3.1 PESO PROPIO

El peso propio de las construcciones se clasifica dentro de las acciones fijas y permanentes de una estructura.

2.1 Peso propio

- (1) El peso propio de las construcciones debería clasificarse como una acción fija permanente, véanse los apartados 1.5.3 y 4.1.1 de la Norma EN 1990.
- (2) Cuando este peso propio pueda variar en el tiempo, se debería tomar en consideración empleando los valores característicos superior e inferior (véase el apartado 4.1.2 de la Norma EN 1990). Sin embargo, en aquellos casos en que sea libre (por ejemplo, en particiones móviles, véase el apartado 6.3.1.2 (8)) debería tratarse como una sobrecarga adicional.

NOTA – Esto es de aplicación en particular cuando las acciones "permanentes" puedan ser favorables.

La carga del peso propio sobre la estructura va determinada por el peso específico de los materiales y la cantidad de éstos que hay en la estructura.

- (1) Se deberían definir los valores característicos de los pesos específicos de los materiales de construcción y de los materiales almacenables. Los valores medios deberían emplearse como valores característicos. Véanse, sin embargo, los apartados 4.1 (2) y 4.1 (3).

NOTA – El anexo A muestra los valores medios de los pesos específicos y de los ángulos de reposo de los materiales almacenables. Cuando se da un rango se debe dar por entendido que el valor medio depende mucho del lugar de origen del material, pudiendo seleccionarse teniendo en cuenta cada proyecto concreto.

- (2) Para los materiales (por ejemplo, materiales nuevos e innovadores) que no aparecen en las tablas del anexo A, el valor característico del peso específico debería determinarse de acuerdo con el apartado 4.1.2 de la Norma EN 1990 y ser acordado para cada proyecto concreto.
- (3) Cuando se empleen materiales con dispersiones significativas de pesos específicos, por ejemplo, debido a su origen, su contenido de agua, etc., el valor de estos pesos específicos debería determinarse de acuerdo con el apartado 4.1.2 de la Norma EN 1990.

- (4) Si se hace una comprobación fiable y directa de los pesos específicos, se podrían emplear entonces estos valores.

NOTA – Se puede emplear el anexo D de la Norma EN 1990.

Los pesos específicos de los materiales de construcción y materiales almacenables, se encuentran en el Anexo A (informativo) de la norma *UNE-EN_1991_1_1_2003*.

Todos los pesos de los materiales de construcción se van a suponer iguales a los del Anexo A de la Norma. Pero en cuanto al peso propio de la cubierta se ha recurrido a un catálogo de cubiertas comerciales para la posterior selección de la cubierta más conveniente para la estructura. El catálogo de cubiertas al que se ha recurrido es el “*catálogo sistemas de fachadas y de cubiertas aislantes*” de la empresa “*KINGSPAN*”.

Se ha optado por que la mejor opción de cubierta y la que más se amolda a para nuestro modelo de la estructura real es una cubierta curva de panel sándwich de aluminio de espesor de núcleo de 100 mm.

• Certificado **FIREsafe** de compañías de riesgos.

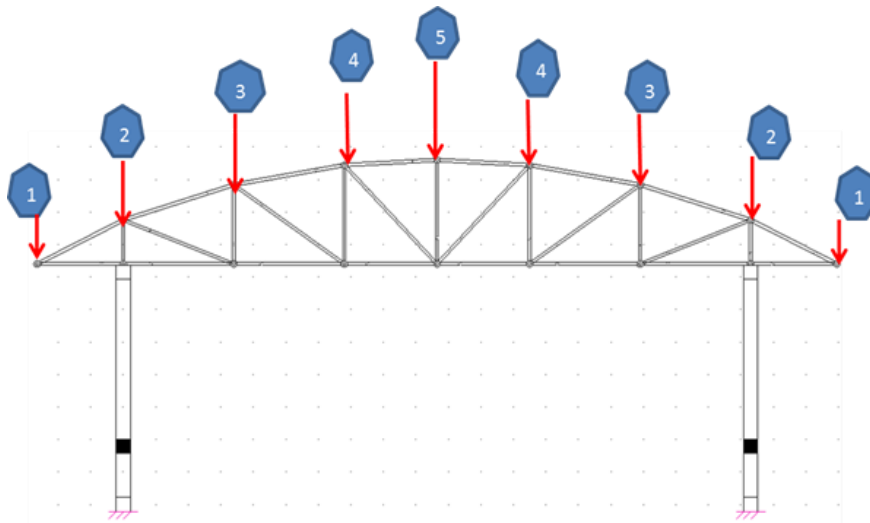
Selector De Producto /Especificaciones

Referencia Panel	Normativa Medioambiental	Temp. Control.	Higiene	Alta Humedad	Bajas Temp.	Pequeñas Pendientes	Reacción al Fuego LPCB FM	Buena Acústica	Rehabilitaciones
KS1000 CR / DRC Roof	✓	✓	✓	✓	N/A	✓	✓	✓	✓

KS1000 CR / DRC ancho útil 1000mm.

Esesor Del Núcleo (mm)	45	60	80	100
Valor U de Transmisión Térmica (W/m²K)	0.46	0.31	0.25	0.21
KS1000 CR Peso Kg/m² Acero/Acero	9.5	10.1	10.9	11.4
KS1000 DRC Peso Kg/m² Acero/Acero	-	10.9	11.8	12.7
KS1000 CR Peso Kg/m² Aluminio/Aluminio	5.67	6.27	7.07	7.5

Con los datos obtenidos del catálogo del fabricante, se ha procedido a calcular los esfuerzos que soportarán los montantes de la cercha que soporta dicha cubierta.



Peso de la Cubierta (sándwich de aluminio_cubierta curva):

Peso (kg/m ²)	7,5
Peso (N/m ²)	73,575
Peso (N/m)	438,139125

	(N)
Pc1	580,53
Pc2	1325,37
Pc3	1489,67
Pc4	1369,18
Pc5	1248,70

3.2 SOBRECARGA DE USO

En este apartado se va a hablar de las sobrecargas de uso (SCU) que va a soportar la estructura. Las SCU son unas de las acciones variables más importantes a tener en cuenta a la hora de proyectar estructuras. Dichas acciones conllevan a soportar cargas vienen definidas por el uso al cual está destinada la estructura objeto de proyecto, y la normativa aplicable según la legislación de cada zona. Como nos encontramos en Europa, la norma que rigen dichos ámbitos son los Eurocódigos.

Las SCU son aquellas debidas a la ocupación de los mismos. Los valores incluyen:

- El uso normal por personas.
- El mobiliario y objetos móviles.
- Vehículos.
- Eventos no usuales previstos tales como concentraciones de personas o de mobiliario, o el desplazamiento de objetos que puede ocurrir durante reorganizaciones.

Para la determinación de las sobrecargas de uso, es conveniente subdividir las zonas de suelos y de cubiertas por categorías de acuerdo con su uso.

Para el cálculo de la sobrecarga de uso se recurre al Eurocódigo 1, concretamente a la **Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios.** (UNE-EN_1991_1_1_2003).

2.2 Sobrecargas de uso

(1)P Las sobrecargas de uso se deben clasificar como acciones libres variables, salvo que se especifique otra cosa en esta norma; véanse los apartados 1.5.3 y 4.1.1 la Norma EN 1991.

NOTA – Para sobrecargas de uso en puentes, véase la Norma EN 1991-2.

(2) Cuando se considere una situación de cálculo accidental en la que el impacto de vehículos o las cargas accidentales de máquinas puedan ser relevantes, estas cargas deberían tomarse de la Norma EN 1991-1-7.

(3) Las sobrecargas de uso (sobrecargas) deberían tomarse en cuenta como acciones cuasi-estáticas (véase la Norma EN 1990, 1.5.3.13). Los modelos de carga pueden incluir efectos dinámicos si no hay riesgo de resonancia u otra respuesta dinámica significativa de la estructura, véanse las Normas EN 1992 a EN 1999. Si pueden producirse efectos de resonancia debidos a los movimientos rítmicos sincronizados de gente o de baile o de saltos, el modelo de carga debería determinarse mediante análisis dinámico especial.

NOTA – El procedimiento a emplear puede darse en el anexo nacional.

(4) Cuando se trate de carretillas elevadoras y helicópteros, se deberían considerar las cargas adicionales debidas a los pesos y a las fuerzas de inercia causadas por los efectos fluctuantes. Estos efectos se tienen en cuenta por un coeficiente dinámico de amplificación ϕ que se aplica a los valores de la carga estática como se muestra en la expresión (6.3).

(5)P Las acciones que provoquen la aceleración significativa de la estructura o de los miembros estructurales deben clasificarse como acciones dinámicas y tenerse en cuenta empleando un análisis dinámico.

Las SCU se deben clasificar como acciones libres variables, salvo que se especifique otra cosa en esta misma norma.

Según dicha norma, las zonas correspondientes a los edificios residenciales, sociales, comerciales y administrativos se deben dividir por categorías de uso según sus usos específicos para obtener los valores característicos de las sobrecargas de uso.

La estructura objeto del proyecto se categoriza en la **categoría D2**, ya que pertenece al grupo de **zonas comerciales**, como son los grandes almacenes y centros comerciales.

División de los usos por categorías		
Categoría	Uso específico	Ejemplo
A	Zonas de actividades domésticas y residenciales	Habitaciones en edificios residenciales y viviendas individuales; dormitorios y pasillos en hospitales; dormitorios en hoteles y cocinas y lavabos en hostales.
B	Zonas de oficinas	
C	Zonas donde pueda congregarse la gente (con excepción de las zonas definidas bajo las categorías A, B y D ¹⁾)	<p>C1: Zonas con mesas, etc., por ejemplo, zonas en colegios, cafés, restaurantes, comedores, salas de lectura, recepciones.</p> <p>C2: Zonas con asientos fijos, por ejemplo, zonas en iglesias, teatros o cines, salas de conferencias, salones de actos, salas de reuniones, salas de espera, salas de espera en estaciones de ferrocarril.</p> <p>C3: Zonas sin obstáculos para el movimiento de personas, por ejemplo, zonas en museos, salas de exposiciones, etc., y zonas de acceso en edificios públicos y de la administración, hoteles, hospitales, antesalas de estaciones del ferrocarril.</p> <p>C4: Zonas con posibles actividades físicas, por ejemplo, salones de baile, salas de gimnasio, escenarios.</p> <p>C5: Zonas susceptibles de reunir grandes masas, por ejemplo, en edificios para celebraciones públicas como salas de conciertos, palacios de deportes incluidas las gradas, terrazas y zonas de acceso y andenes del tren.</p>
D	Zonas comerciales	<p>D1: Zonas en tiendas al detalle</p> <p>D2: Zonas en grandes almacenes</p>
1) Se llama la atención sobre el apartado 6.3.1.1 (2), en particular en cuanto a C4 y C5. Véase la Norma EN 1990 cuando haya que tener en cuenta los efectos dinámicos. En cuanto a la categoría E, véase la tabla 6.3.		
NOTA 1 – Dependiendo de los usos previstos, zonas que pueden ser de las categorías C2, C3, y C4 pueden pasar a ser de la categoría C5 por decisión del cliente y/o el anexo nacional.		
NOTA 2 – El anexo nacional puede establecer sub-categorías para A, B, C1 a C5, D1 y D2.		
NOTA 3 – Véase el apartado 6.3.2 para la actividad industrial y de almacenamiento.		

3.2.1 CÁLCULO DE LAS SOBRECARGAS DE USO

Los valores de las acciones, según la categoría de uso, se deben calcular empleando valores característicos de carga uniformemente repartida (q_k) y carga concentrada (Q_k).

Dichos valores característicos de las acciones se dan en la siguiente tabla:

NOTA – Los valores de q_k y Q_k se recogen en la tabla 6.2 a continuación. Cuando esta tabla dé un rango, el valor puede venir establecido en el anexo nacional. Los valores recomendados, previstos para aplicación por separado de la carga repartida y concentrada, aparecen subrayados. q_k está previsto para la determinación de efectos generales y Q_k para efectos locales. El anexo nacional puede establecer condiciones de uso de esta tabla diferentes.

Sobrecargas de uso sobre suelos, balcones y escaleras en edificios		
Categorías de zonas de carga	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoría A		
– Suelos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
– Escaleras	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
– Balcones	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoría B	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoría C		
– C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
– C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
– C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
– C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoría D		
– D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 (<u>4,0</u>)
– D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

Los valores de **SCU sobre suelos, balcones y escaleras** para nuestro caso (Categoría D2) son previstos son una **carga uniformemente repartida (q_k) de 5 KN/m²** y una **carga concentrada (Q_k) de 7 KN**, previstas para la aplicación por separado de la carga compartida y concentrada.

Pero además de esto, se debe tener en cuenta la **SCU sobre la cubierta** del edificio.

Las cubiertas se deben clasificar en 3 categorías según su accesibilidad como se indica en la tabla adjunta a continuación.

Clasificación de las cubiertas en categorías	
Categorías de zonas de carga	Uso específico
H	Cubiertas no accesibles excepto para su mantenimiento normal y reparación
I	Cubiertas accesibles con una ocupación de acuerdo con las categorías A a D
K	Cubiertas accesibles para servicios especiales, tales como helipuertos

La cubierta de nuestra estructura se encuentra dentro de la **categoría de zona H**, ya que sólo son accesibles para mantenimiento normal y/o reparación.

Las acciones de sobrecarga de uso vienen dados en la normativa. Para la categoría H los valores recomendados son una **carga uniformemente repartida de (q_k) 0,4 KN/m²** y/o una **carga concentrada (Q_k) de 1 KN**.

Con todo esto, ya se han determinado las SCU tanto en la pasarela como en la cubierta de la estructura del centro comercial. Como resumen se tiene que:

Sobre carga sobre suelos, balcones y escaleras:

CATEGORÍA:	D2	Zonas comerciales: zonas de grandes almacenes.
-------------------	-----------	--

q_k	5	KN/m ²
Q_k	7	KN

Sobre carga sobre la cubierta:

CATEGORÍA:	H	Cubiertas no accesibles excepto mantenimiento y reparación.
-------------------	----------	---

q_k	0,4	KN/m ²
Q_k	1	KN

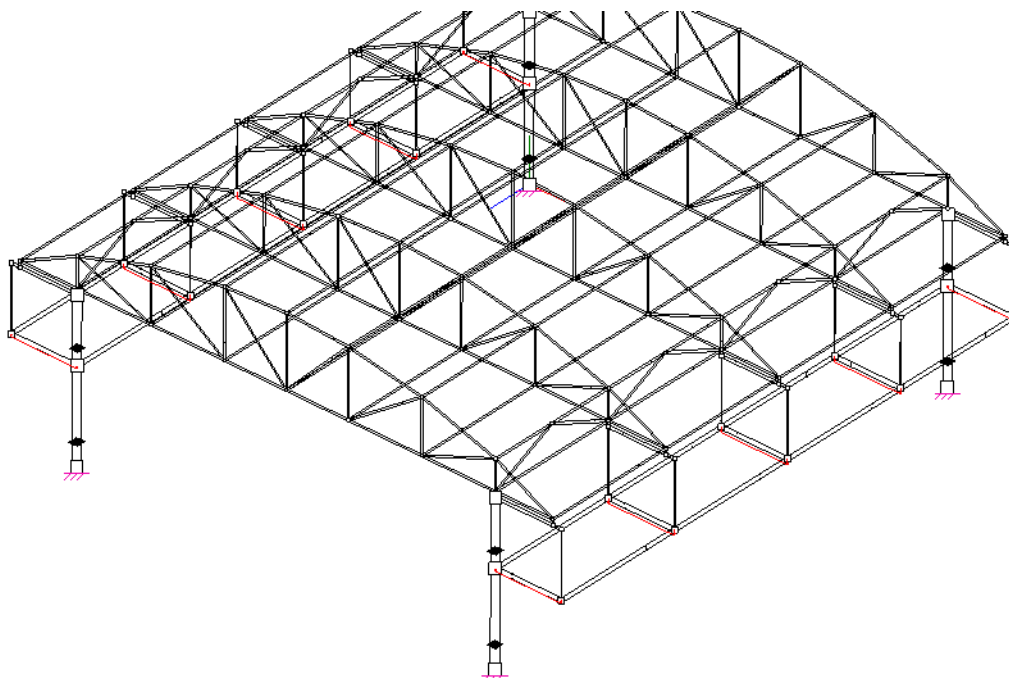
En cuanto a esta parte del apartado, se va a poder ver como se ha aplicado las cargas debidas a la SCU, y como se ha repartido en los distintos elementos de la estructura.

Lo primero que se debe tener en cuenta es dónde actúa la SCU en la estructura objeto de proyecto, ya que sólo se estudia la estructura que sustenta la cubierta. Por lo que no estamos teniendo en cuenta en ningún caso los forjados de la primera planta, ni otros elementos como pilares, escaleras o ascensores.

Es por ello que el cálculo de **la SCU sobre suelos** únicamente se tiene en cuenta en la zona de pasarelas de la estructura. Esta zona, como se nombra anteriormente en la memoria, es la que une las dos partes del edificio.

La estructura central de pasarelas, que une las dos partes del edificio, está formada por 5 pórticos, separados entre sí por una distancia de 5'95 m respectivamente, unidos por correas y vigas longitudinales. Como se puede observar la estructura se sustenta únicamente gracias a 4 pilares, que se encuentran en los 2 pórticos exteriores. Los otros 3 pórticos centrales están sustentados y unidos mediante las correas y vigas longitudinales que los unen entre sí cada uno de los pórticos tanto interiores como exteriores.

Como se ve en la siguiente imagen, las cargas superficiales de SCU se han repartido entre los pórticos en forma de cargas por unidad de longitud en las distintas vigas de la pasarela. De este modo las vigas exteriores de la estructura de pasarelas se llevan la mitad de carga que el resto de las vigas, ya que el área efectiva es la mitad también.

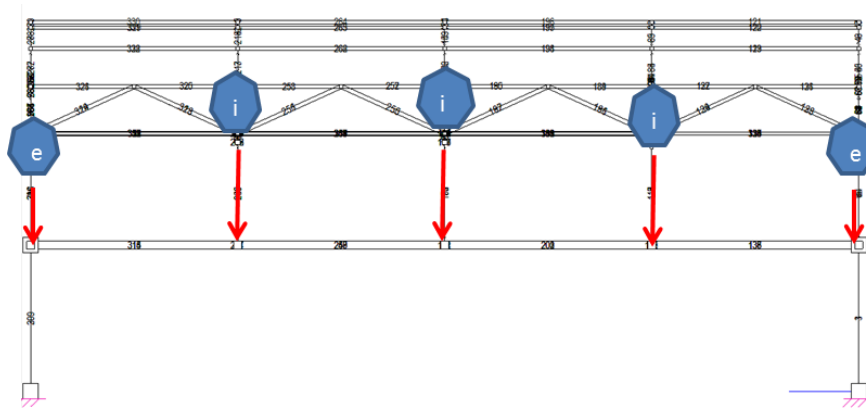


NOTA: Carga de nieve distribuida linealmente sobre las vigas de la pasarela en color ROJO.

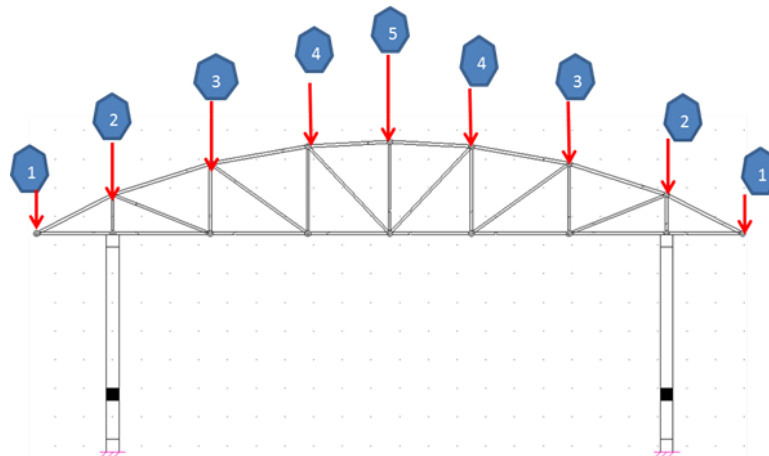
Sobre Carga de Uso: sobre la pasarela

q_k	5	KN/m ²
Q_k	7	KN

qk_e (N/mm)	14,8875
qk_i (N/mm)	29,775



Ahora hay que centrarse también en la SCU de la cubierta. Esta acción produce como ya hemos comentado anteriormente una carga superficial que tendremos que repartir entre los pórticos, separados a una distancia equidistante unos de otros, mediante cargas por unidad de longitud. Posteriormente estas cargas que actúan en la parte superior de cada pórtico se repartirán en cada uno de los montantes de la cercha en forma de cargas puntuales de forma análoga. De este modo la cercha de la estructura que sustenta a la cubierta, más concretamente los montantes de la cercha, son los encargados de soportar dichos esfuerzos provocados por la SCU en la cubierta.



Sobre Carga de Uso: sobre la cubierta

q_k	0,4	KN/m ²
Q_k	1	KN

q_k (KN/m)	2,382
--------------	-------

Carga lineal sobre las barras superiores de la cercha.

	(N)
$qk_1(N)$	3156,15
$qk_2(N)$	7205,55
$qk_3(N)$	8098,80
$qk_4(N)$	7443,75
$qk_5(N)$	6788,70

Sobre Carga de uso repartida en cada montante

3.3 CARGA DE NIEVE

En este apartado se va a hablar de las cargas de nieve (CN) que va a soportar la estructura. Las CN son otra de las acciones variables más importantes a tener en cuenta a la hora de proyectar estructuras. Dichas acciones conllevan a soportar cargas vienen definidas por la ubicación del edificio objeto de proyecto, y la normativa aplicable según la legislación de cada zona. Como se ha comentado anteriormente la norma que rige este ámbito son los Eurocódigos, concretamente el Eurocódigo 1, parte 1-3: *Acciones generales. Cargas de nieve. (UNE-EN_1991_1_3_2004)*.

A continuación se adjuntan las definiciones de algunos términos y coeficientes que se emplean en el cálculo de la carga de nieve.

1.6.1 valor característico de la carga de nieve a nivel del terreno: Carga de nieve a nivel del terreno con una probabilidad anual de ser excedida del 0,02, excluyendo acciones excepcionales de la nieve.

1.6.2 altitud del emplazamiento: Altura sobre el nivel del mar del emplazamiento donde se ubicará la estructura, o donde está ubicada la estructura en caso de que se trate de una estructura existente.

1.6.3 carga excepcional de nieve a nivel del terreno: Carga de una capa de nieve a nivel del terreno producida por una nevada que tenga una probabilidad

NOTA – Véanse las notas de los apartados 2(3) y 4.3(1).

1.6.4 valor característico de la carga de nieve sobre una cubierta: Es el producto de la carga característica de nieve a nivel del terreno y de unos coeficientes adecuados.

NOTA – Estos coeficientes se deben tomar de tal forma que la probabilidad de la carga de nieve sobre la cubierta no supere la probabilidad del valor característico de la carga de nieve a nivel del terreno.

1.6.5 carga de nieve sobre una cubierta sin acumulaciones: Posición de la carga definida por una distribución uniforme de la carga de nieve sobre la cubierta, considerando sólo la forma de la cubierta, sin tener en cuenta ninguna redistribución de la nieve producida por cualquier otra acción climática.

1.6.6 carga de nieve sobre una cubierta con acumulaciones: Posición de la carga definida por la distribución de la nieve resultante del movimiento de la nieve de un sitio a otro en una cubierta, por ejemplo, debido a la acción del viento.

1.6.7 coeficiente de forma de una cubierta sometido a la acción de la nieve: Relación entre la carga de nieve en la cubierta con respecto a la carga de nieve sin acumulaciones al nivel del terreno, sin considerar la influencia de la exposición ni de los efectos térmicos.

1.6.8 coeficiente térmico: Coeficiente que define la reducción de la carga de nieve sobre una cubierta en función del flujo de calor a través de la cubierta, que provoca que la nieve se derrita.

1.6.9 coeficiente de exposición: Coeficiente que define la reducción o el incremento de la carga en la cubierta de un edificio sin calefacción como una fracción de la carga característica de la nieve a nivel del terreno.

1.6.10 carga debida a acumulaciones excepcionales de nieve: Posición de la carga que representa la carga de una capa de nieve en una cubierta que resulta de una configuración de una nevada que tiene una probabilidad de ocurrencia excepcionalmente infrecuente.

C_e	Coefficiente de exposición
C_t	Coefficiente térmico
C_{est}	Coefficiente para cargas excepcionales de nieve
A	Altura sobre el nivel del mar [m]
S_e	Carga de nieve por unidad de longitud debida a salientes en voladizos [kN/m]
F_s	Fuerza por unidad de longitud producida por el deslizamiento de una masa de nieve [kN/m]
b	Anchura de la obra [m]
d	Espesor de la capa de nieve [m]
h	Altura de la obra [m]
k	Coefficiente que tiene en cuenta la forma irregular de la nieve (véase también el apartado 6.3)
l_s	Longitud de la acumulación de nieve o del área cargada de nieve [m]
s	Carga de nieve en la cubierta [kN/m ²]
s_k	Valor característico de la carga de nieve a nivel del terreno en el emplazamiento que corresponda [kN/m ²]
s_{Ad}	Valor de cálculo de la carga excepcional de nieve a nivel del terreno [kN/m ²]
α	Inclinación de la cubierta, medida con respecto a la horizontal [°]
β	Ángulo formado por la horizontal y la tangente a una cubierta cilíndrica [°]
γ	Peso específico de la nieve [kN/m ³]
μ	Coefficiente de forma de la carga de nieve
ψ_0	Factor del valor de combinación de una acción variable
ψ_1	Factor del valor frecuente de una acción variable
ψ_2	Factor del valor cuasi permanente de una acción variable

Ya que nuestra estructura se encuentra ubicada muy próxima al nivel del mar, consideraremos **condiciones normales**. Es decir, la ubicación es un lugar donde no es previsible que ocurran nevadas excepcionales, ni que se produzcan acumulaciones excepcionales de nieve.

En la siguiente tabla podemos ver los valores que se establecen de ψ_i para las diferentes regiones. El factor ψ_0 es el que se utiliza para combinar las acciones variables. Pero se debe tener en cuenta que en la cubierta, que es nuestro objeto principal de estudio, la SCU no es concomitante con la carga de nieve y por tanto no se puede combinar.

Valores recomendados de los coeficientes ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 para diferentes emplazamientos de edificios

Región	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Finlandia	0,70	0,50	0,20
Islandia			
Noruega			
Suecia			
Emplazamientos del resto de Estados Miembro de CEN situados a más de 1 000 m de altitud sobre el nivel del mar	0,70	0,50	0,20
Emplazamientos del resto de Estados Miembro de CEN situados a 1 000 m o menos de altitud sobre el nivel del mar	0,50	0,20	0,00

En el cálculo se debe considerar que la nieve puede depositarse sobre la cubierta dando lugar a diferentes configuraciones.

Las propiedades de la cubierta y otros factores que pueden provocar distintas configuraciones incluyen las siguientes características:

- La forma de la cubierta.
- Las propiedades térmicas.
- La rugosidad de la superficie.
- La cantidad de calor generada bajo la cubierta.
- La proximidad de edificios cercanos.
- El terreno circundante.
- La meteorología local, en particular la probabilidad de precipitaciones (lluvia o nieve).

En cuanto a las disposiciones de carga, la normativa establece que se deben considerar dos disposiciones: sin acumulación y con acumulación de nieve en la cubierta. No obstante, según lo establecido en el Anexo A de esta norma (*UNE-EN_1991_1_3_2004*), ambas disposiciones de carga son iguales para una situación de proyecto en condiciones normales, como es el caso.

Tabla A.1
Situaciones de proyecto y disposiciones de carga a emplear en diferentes emplazamientos

Normal	Condiciones excepcionales		
Caso A	Caso B1	Caso B2	Caso B3
Nevadas no excepcionales	Nevadas excepcionales	Nevadas no excepcionales	Nevadas excepcionales
Acumulaciones no excepcionales	Acumulaciones no excepcionales	Acumulaciones excepcionales	Acumulaciones excepcionales
3.2(1)	3.3(1)	3.3(2)	3.3 (3)
<i>Situación de proyecto persistente/transitoria</i>	<i>Situación de proyecto persistente/transitoria</i>	<i>Situación de proyecto persistente/transitoria</i>	<i>Situación de proyecto persistente/transitoria</i>
[1] sin acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$	[1] sin acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$	[1] sin acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$	[1] sin acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$
[2] con acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$	[2] con acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$	[2] con acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$ (excepto para formas de cubiertas del anexo B)	[2] con acumulaciones $\mu_i C_e C_t s_k$ (excepto para formas de cubiertas del anexo B)
	<i>Situación accidental (donde la nieve es la acción accidental)</i>	<i>Situación accidental (donde la nieve es la acción accidental)</i>	<i>Situación accidental (donde la nieve es la acción accidental)</i>
	[3] sin acumulaciones $\mu_i C_e C_t C_{e1} s_k$	[3] con acumulaciones $\mu_i s_k$ (para formas de cubiertas del anexo B)	[3] sin acumulaciones $\mu_i C_e C_t C_{e1} s_k$
	[4] con acumulaciones $\mu_i C_e C_t C_{e1} s_k$		[4] con acumulaciones $\mu_i s_k$ (para formas de cubiertas del anexo B)

La carga de nieve para situaciones de proyecto persistentes o transitorias debe calcularse con la siguiente expresión:

$$s = \mu_i C_e C_t S_k$$

Donde, como ya se ha mostrado antes μ_i es el coeficiente de forma de la nieve, el C_e y C_t son los coeficientes de exposición y térmico respectivamente, y S_k es el valor característico de la carga de nieve en el terreno para un emplazamiento dado.

El C_e se debería emplear para determinar la carga de nieve en la cubierta. La elección de C_e debería considerar situaciones futuras del emplazamiento. Debería tomarse igual a 1,0, a no ser que se especifique lo contrario para topografías diferentes.

Tabla 5.1
Valores recomendados de C_e para diferentes topografías

Topografía	C_e
Expuesta al viento ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Protegida ^c	1,2

^a *Topografía expuesta al viento*: áreas llanas, sin obstáculos, expuestas en todos sus frentes o poco protegidas por el terreno, por construcciones más altas o por árboles.

^b *Topografía normal*: áreas en las que no es previsible redistribución de la nieve debido al terreno, a otras construcciones o a árboles.

^c *Topografía protegida*: áreas en las que la obra en cuestión es considerablemente más baja que el terreno circundante o que está rodeada de árboles altos y/o construcciones más altas.

El C_t debería emplearse para tener en cuenta la reducción de la carga de nieve en la cubierta. En nuestro caso el C_t se deberá tomar igual a 1,0.

- (8) El coeficiente térmico C_t debería emplearse para tener en cuenta la reducción de la carga de nieve en cubiertas con transmisión térmica alta ($>1 \text{ W/m}^2\text{K}$), en particular en algunas cubiertas de vidrio, debido a la nieve que se derrite por pérdidas térmicas.

Para el resto de casos:

$$C_t = 1,0$$

NOTA 1 – El anexo nacional puede permitir el empleo de valores de C_t reducidos, basándose en las propiedades de aislamiento térmico del material y de la forma de la obra.

NOTA 2 – En la Norma ISO 4355 se puede encontrar información complementaria.

Para la determinación del coeficiente de forma de la cubierta μ_i se deberá tener en cuenta que la forma de la cubierta es cilíndrica. Las siguientes expresiones definen el μ_i que debería emplearse para cubiertas cilíndricas.

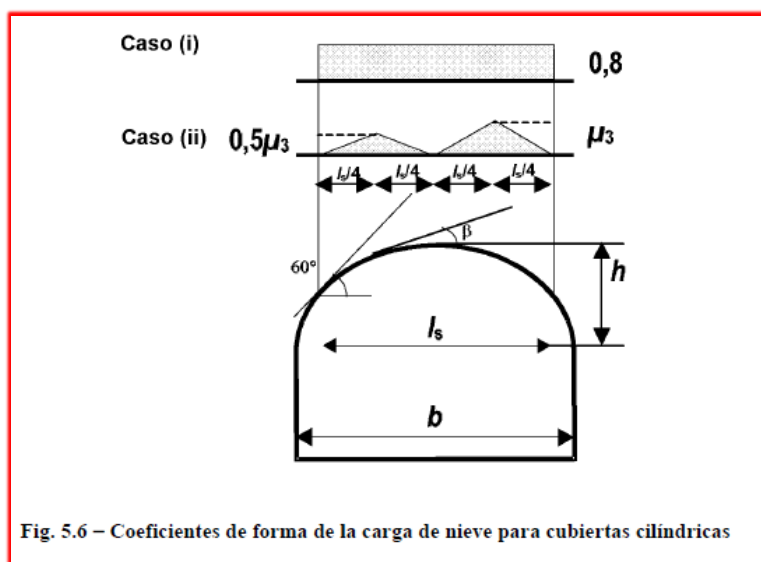
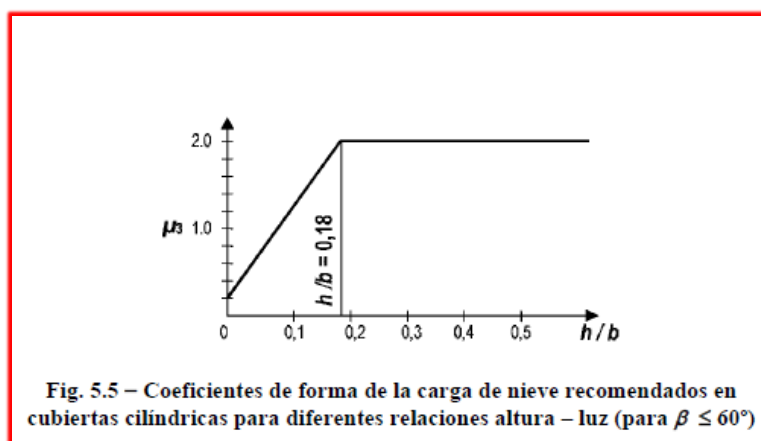
$$\text{Para } \beta > 60^\circ, \quad \mu_3 = 0 \quad (5.4)$$

$$\text{Para } \beta \leq 60^\circ, \quad \mu_3 = 0,2 + 10 h/b \quad (5.5)$$

Se debería especificar un límite superior de μ_3

NOTA 1 – El anexo nacional puede fijar el valor máximo de μ_3 . El valor máximo recomendado de μ_3 es 2,0 (véase la figura 5.5).

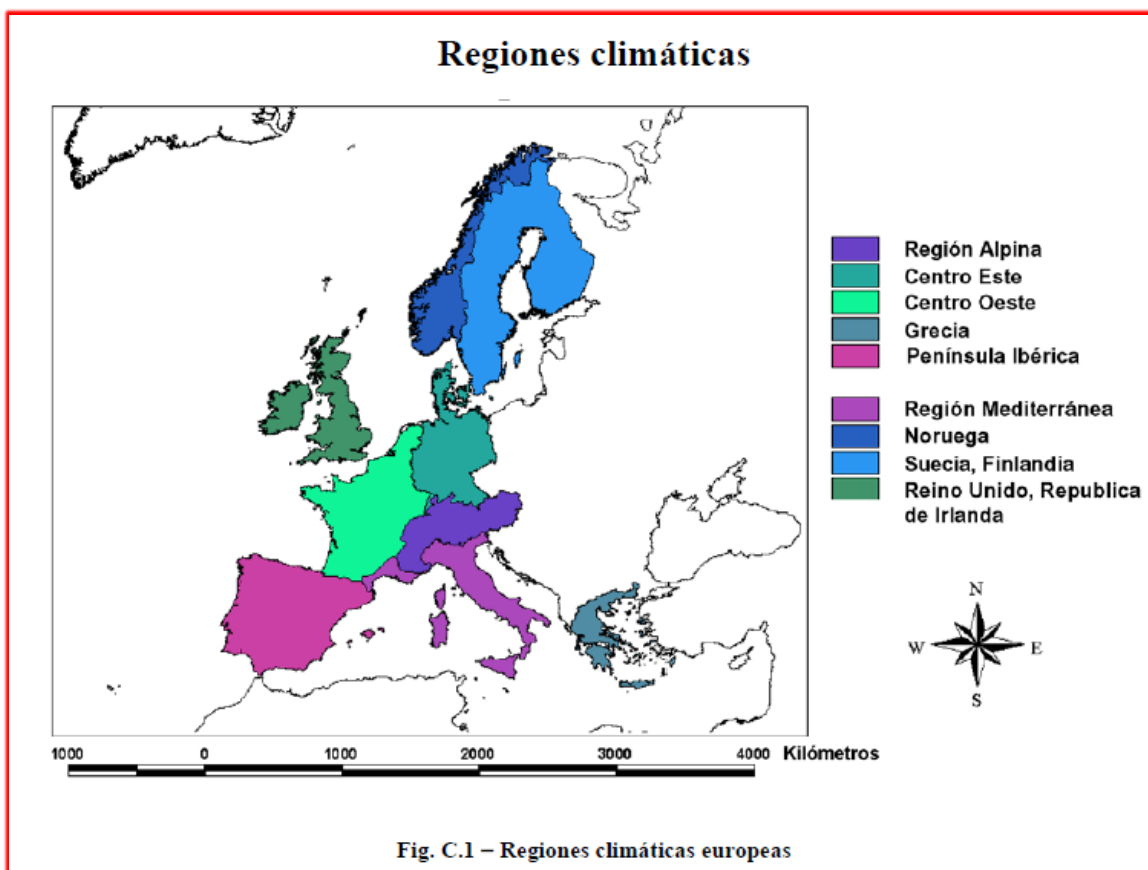
Como la cubierta de la estructura objeto de estudio de este proyecto no tiene un ángulo superior o igual a 60° debemos tomar la segunda expresión para el cálculo del coeficiente de forma, y además deberemos tener en cuenta la relación entre la altura y la luz de dicha cubierta.



Con todo esto se puede determinar ya de los coeficientes que son necesarios para la determinación de la carga de nieve. Por último se debe tener en cuenta el último factor de la expresión de la carga de nieve, que es el valor característico de la carga de nieve en el terreno S_k . Para ello se debe considerar el emplazamiento de nuestra estructura, y acudir al Anexo C

(Informativo) de esta norma, donde podemos ver los mapas europeos de la carga de nieve.

Para cada región climática es de aplicación una determinada fórmula de correlación carga-altitud. Se definen además varias zonas para cada región climática, cada una de ellas designada con un número de zona (Z). En la fórmula de correlación carga-altitud se emplea este número Z.



Según la ubicación indicada en la Memoria de este proyecto, el enclave se ubica en Saint Nazaire (Francia), por lo que la región climática que determinará la carga de nieve para la estructura de este proyecto será la región climática Centro Oeste.

s_k es el valor característico de la carga de nieve a nivel del terreno [kN/m^2];

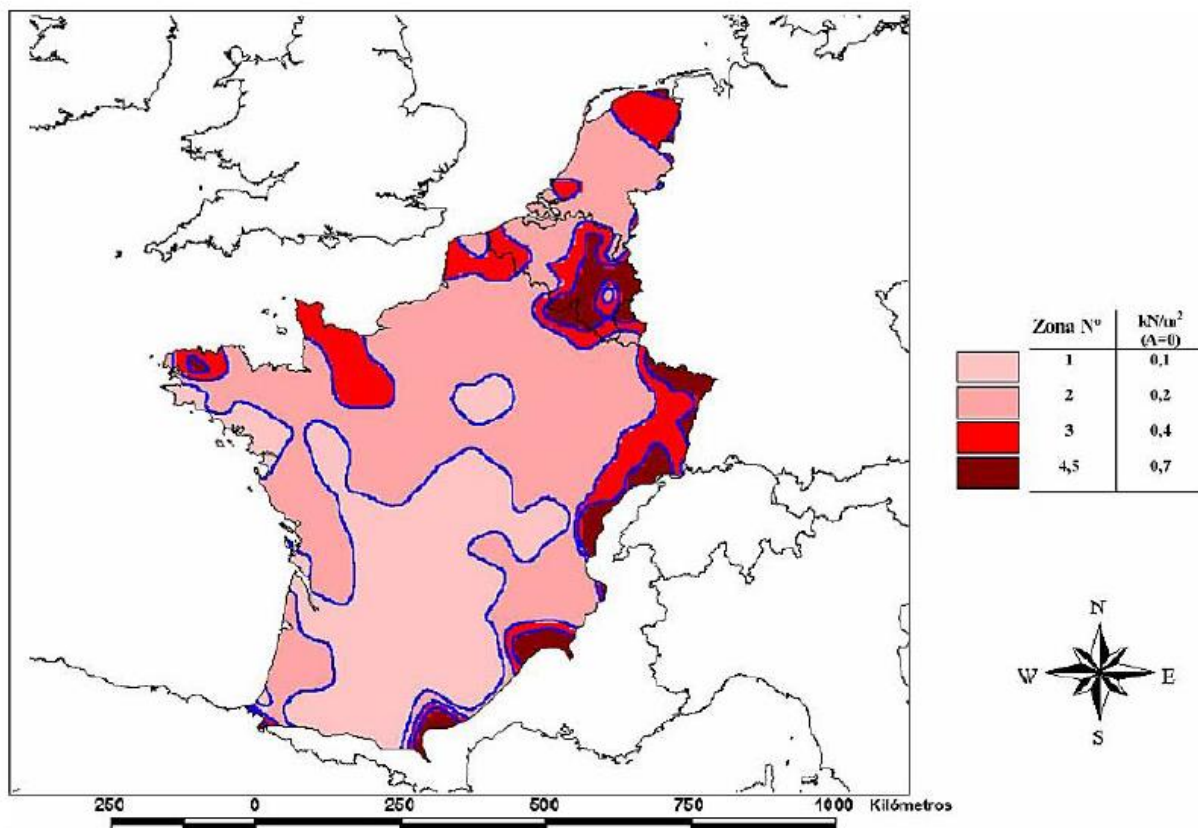
A es la altitud del emplazamiento sobre el nivel del mar [m];

Z es el número de la zona dado en el mapa.

Tabla C.1
Relación altitud – carga de nieve

<i>Región climática</i>	<i>Expresión</i>
Región Alpina	$s_k = (0,642Z + 0,009) \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$
Centro Este	$s_k = (0,264Z - 0,002) \left[1 + \left(\frac{A}{256} \right)^2 \right]$
Grecia	$s_k = (0,420Z - 0,030) \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$
Península Ibérica	$s_k = (0,190Z - 0,095) \left[1 + \left(\frac{A}{524} \right)^2 \right]$
Región Mediterránea	$s_k = (0,498Z - 0,209) \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right]$
Centro Oeste	$s_k = 0,164Z - 0,082 + \frac{A}{966}$
Suecia, Finlandia	$s_k = 0,790Z + 0,375 + \frac{A}{336}$
Reino Unido, República de Irlanda	$s_k = 0,140Z - 0,1 + \frac{A}{501}$

Centro Oeste: Carga de nieve a nivel del mar



Con todo esto, y teniendo en cuenta que la altitud de la ciudad de Saint Nazaire son 3 m ($A=3$), ya se puede determinar la Carga de nieve según la expresión mencionada anteriormente en este apartado:

h(m)	3,45	h/b	0,15228426	S_k (KN/m²)	0,09
b(m)	22,655	μ₃	1,72284264		

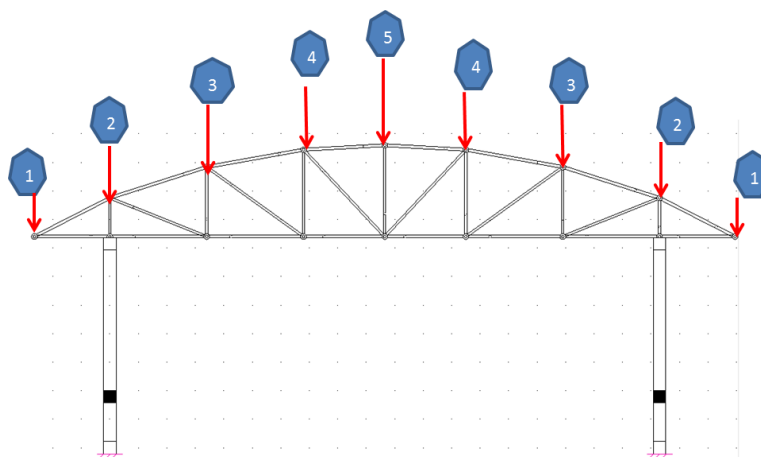
Aplicando la expresión para el cálculo de la carga de nieve, y teniendo en cuenta todos los coeficientes y factores calculados, tenemos que la carga de nieve sobre la estructura.

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

S(KN/m²)	0,147
----------------------------	-------

Esta presión o carga superficial ejercida por el peso de la nieve actuará tanto en la cubierta de la estructura, como en la zona de pasarelas, en ambas dos de la misma forma.

Por lo que para aplicar este esfuerzo sobre la cubierta se convertirá la carga superficial en cargas linealmente distribuidas, que actuarán igualmente sobre cada uno de los pórticos idénticos y separados entre sí a una distancia equidistante entre ellos, y seguidamente se repartirá el esfuerzo lineal en forma de cargas puntuales sobre cada uno de los montantes de la cercha, que es la que soporta la cubierta de la estructura.



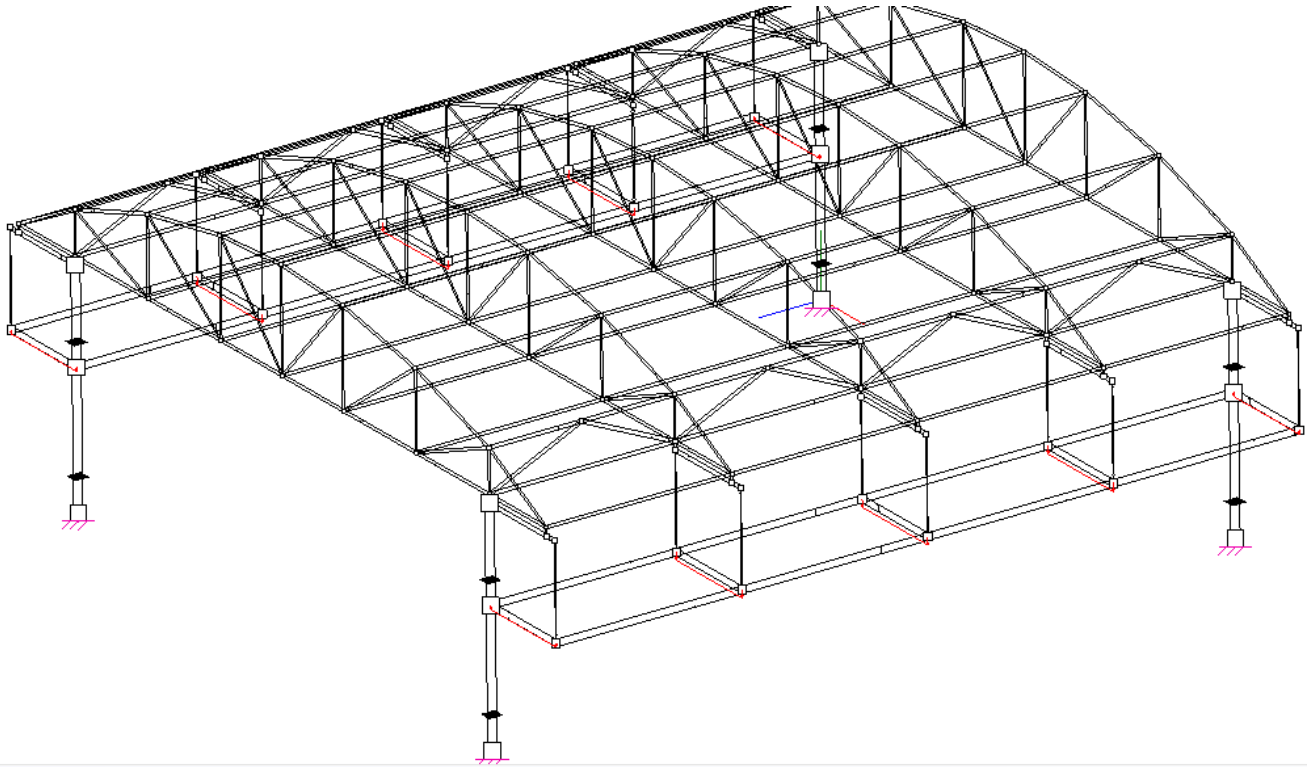
Carga de Nieve:

S(KN/m ²)	0,1466235
-----------------------	-----------

S(KN/m)	0,8731432
---------	-----------

	(N)
S1(N)	1156,91
S2(N)	2641,26
S3(N)	2968,69
S4(N)	2728,57
S5(N)	2488,46

De forma análoga, se procede a repartir la carga superficial producida por la acumulación de nieve sobre las pasarelas. Hay que convertir el esfuerzo a cargas lineales sobre las vigas de la pasarela separadas una misma distancia entre sí de la forma que se muestra a continuación.

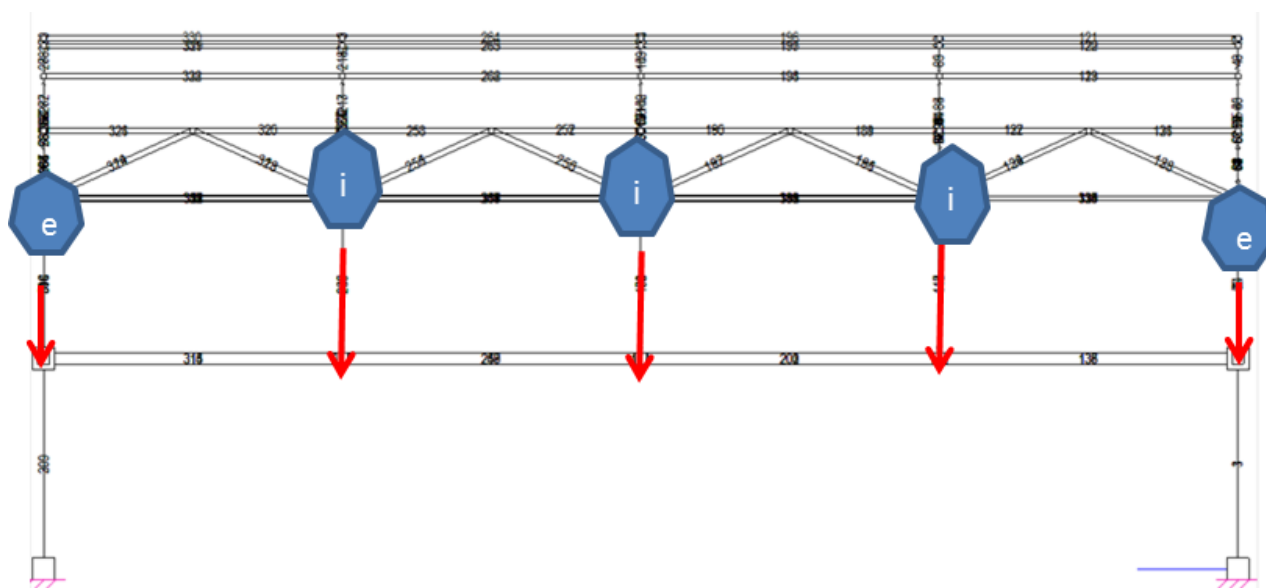


NOTA: Carga de nieve distribuida linealmente sobre las vigas de la pasarela en color ROJO.

Las vigas de los pórticos exteriores de la estructura de pasarelas se llevarán la mitad de carga que las vigas de los pórticos interiores.

S_e (KN/m)	0,44
S_i (KN/m)	0,87

Carga de nieve sobre la pasarela



3.4 CARGA DE VIENTO

Para finalizar este capítulo, con este apartado se va a hablar de las cargas producidas por la acción del viento sobre la cubierta de la estructura.

En esta parte del anexo se va a explicar detalladamente el proceso de cálculo de las acciones de viento de acuerdo a la norma que rige este ámbito, concretamente el Eurocódigo 1, parte 1-4: *Acciones generales. Acciones de viento. (UNE-EN_1991_1_2007)*.

3.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las cargas de viento son unas de las acciones fijas variables más importantes a tener en cuenta a la hora de proyectar estructuras. Dichas acciones conllevan a soportar cargas vienen definidas por la ubicación del edificio y la normativa aplicable según la legislación de cada zona.

Las acciones de viento se deben determinar para cada situación de proyecto identificada de acuerdo con el apartado 3.2 de la Norma EN 1990.

La acción del viento se representa por un conjunto de presiones o fuerzas cuyos efectos son equivalentes a los efectos del viento.

El efecto del viento sobre la estructura depende del tamaño, forma y propiedades dinámicas de la estructura. Esta norma (*UNE-EN_1991_1_2007*)

cubre la respuesta dinámica a las turbulencias en la dirección del viento en resonancia con las vibraciones en la dirección del viento.

Primeramente se van a introducir algunas definiciones y aspectos de importancia de la Norma.

1.6.1 velocidad básica fundamental del viento: Es la velocidad media del viento durante 10 min con una probabilidad anual de ser excedida de 0,02, independientemente de su dirección, medida a una altura de 10 m sobre un terreno plano abierto y teniendo en cuenta los efectos de la altitud (en caso necesario).

1.6.2 velocidad básica del viento: Es la velocidad básica fundamental del viento modificada para tener en cuenta la dirección del viento considerado y la estación (en caso necesario).

1.6.3 velocidad media del viento: Es la velocidad básica del viento modificada para tener en cuenta el efecto de la rugosidad del terreno y su orografía.

1.6.4 coeficiente de presión: Los coeficientes de presión externa proporcionan el efecto del viento sobre las superficies externas de los edificios, los coeficientes de presión interna proporcionan el efecto del viento sobre las superficies internas de los edificios.

Los coeficientes de presión exterior se dividen en coeficientes globales y locales. Los coeficientes locales proporcionan los coeficientes de presión para áreas cargadas iguales o menores a 1 m², por ejemplo, para el proyecto de pequeños elementos o anclajes. Los coeficientes globales proporcionan los coeficientes de presión para áreas cargadas de más de 10 m².

1.6.5 coeficiente de fuerza: Los coeficientes de fuerza proporcionan el efecto general del viento sobre una estructura, elemento estructural o componente, considerado en su totalidad, incluyendo la fricción, siempre y cuando no se excluya específicamente.

En cuanto a la naturaleza y la modelización de las acciones del viento, la Norma establece que las acciones de viento fluctúan con el tiempo y actúan directamente como presiones sobre las superficies exteriores de las estructuras cerradas y, debido a la porosidad de la superficie exterior, también actúan indirectamente en las superficies internas. También puede actuar directamente en superficies internas de las estructuras abiertas. Las presiones *actúan sobre áreas de la superficie produciendo fuerzas normales a la superficie* de la estructura o del revestimiento de la cubierta. Cuando el viento barre grandes áreas de la estructura, las fuerzas de rozamiento tangenciales pueden ser importantes.

Por tanto, se va a considerar la acción de viento como una presión exterior sobre la cubierta de la estructura, obviando los efectos indirectos y presiones interiores. En resumen, para calcular este efecto según el apartado 3.5 de esta Norma:

La respuesta de la estructura se debería calcular de acuerdo con lo especificado en el capítulo 5 a partir de la presión correspondiente a la velocidad de pico, q_p , a la altura de referencia y en campo abierto, de los coeficientes de fuerza y de presión y del factor estructural $c_s c_d$ (véase el capítulo 6). q_p depende del clima del lugar, la rugosidad del terreno, la orografía y la altura de referencia. q_p es igual a la presión correspondiente a la velocidad media más la contribución de las fluctuaciones rápidas de presión.

3.4.2 CÁLCULO DE LA PRESIÓN DEL VIENTO

La velocidad y presión del viento se componen de una componente media y una componente variable.

La *velocidad media del viento* v_m debería determinarse a partir de la *velocidad básica del viento* v_b , que depende del clima del lugar tal y como se describe en el apartado 4.2 de la Norma, y de la variación de la altura del viento determinada a partir de la rugosidad del terreno y la orografía, tal y como se indica en el apartado 4.3. La presión correspondiente a la velocidad pico se determina en el apartado 4.5.

Según este apartado 4.2 el valor de *la velocidad básica del viento* v_b se debe determinar con la siguiente expresión.

4.2 Valores básicos

(1)P El valor fundamental de la velocidad básica del viento, $v_{b,0}$, es la velocidad característica media del viento medida durante 10 min, independientemente de la dirección del viento y la época del año, a 10 m sobre el nivel del suelo, en campo abierto, con vegetación baja como la hierba, y con obstáculos aislados con una separación de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.

NOTA 1 – Este tipo de terreno corresponde a la categoría II de la tabla 4.1.

NOTA 2 – El valor fundamental de la velocidad básica del viento, $v_{b,0}$, se puede proporcionar en el anexo nacional.

(2)P La velocidad básica del viento debe determinarse mediante la expresión (4.1).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (4.1)$$

donde

v_b es la velocidad básica del viento, definida en función de la dirección del viento y la época del año a 10 m de altura de un terreno de categoría II;

$v_{b,0}$ es el valor fundamental de la velocidad básica del viento, véase el punto (1)P;

c_{dir} es el factor direccional, véase la nota 2;

c_{season} es el factor estacional, véase la nota 3.

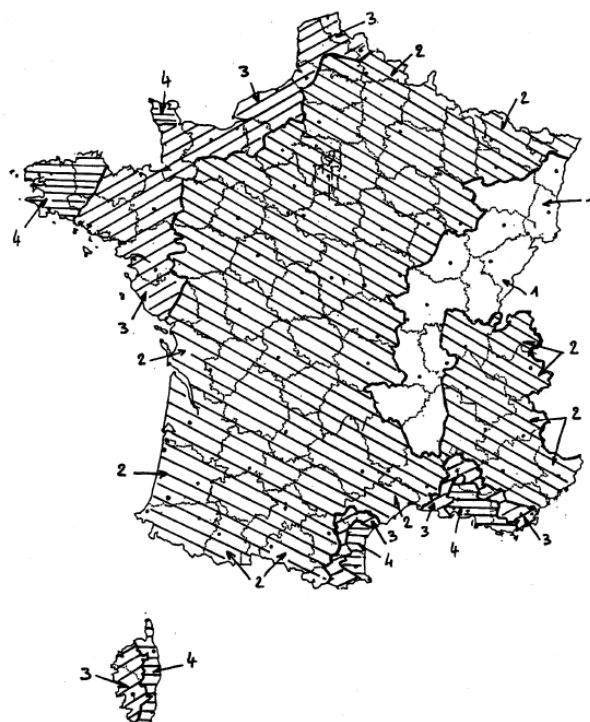
Por lo que vamos a necesitar los factores direccional y estacional, así como el valor fundamental de la velocidad básica del viento para obtener el valor de la v_b .

NOTA 2 – El valor del factor direccional, c_{dir} , para diferentes direcciones de viento, se podrá obtener en el anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

NOTA 3 – El valor del factor estacional, c_{season} , se puede proporcionar en el anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

La Norma nos indica que los valores recomendados de los factores C_{dir} y C_{season} es 1'0 para ambos factores. Por lo que únicamente debemos obtener el valor fundamental de la velocidad básica $v_{b,0}$, que dependerá de la zona donde este situada la estructura.

El valor de la velocidad básica $v_{b,0}$ puede tomarse de la Norma (*UNE-ENV_1991-2-4*), teniendo en cuenta que la ubicación del centro es en Francia.



A.7 FRANCIA

$$(I) \quad \begin{aligned} C_{DIR} &= 1 \\ C_{TSM} &= 1 \\ C_{ALT} &= 1 \end{aligned}$$

Zona	Definición de zonas para departamentos y cantones	V_{red} [m/s]
1	Ardeche, Côte d'Or (*), Doubs, Jura, Loire, Alto Loire, Bajo Rin (*), Alto Rin, Rhône, Alto Saône-et-Loire, Vosges, Belfort (Territorio), Guyana	24,0
2	Ain, Aisne, Allier, Alpes de la Alta Provenza, Altos Alpes, Alpes Marítimos, Ardenas, Ariège, Aube, Aude (*), Aveyron, Cantal, Charente, Charente Marítima, Cher, Corrèze, Côte d'Or (*), Creuse, Dordogne, Drôme, Eure (*), Eure-et-Loir, Gard, Alto Garonne, Gers, Gironde, Hérault (*), Indre, Indre-et-Loire, Isère, Landes, Loir-et-Cher, Loiret, Lot, Lot-et-Garonne, Lozere, Maine-et-Loire, Marna, Alto Marna, Mayenne, Marne-et-Mosella, Meuse, Mosella, Nièvre, Nord (*), Oise, Orne, Pas-de-Calais (*), Puy-de-Dôme, Pirineo Atlántico, Pirineo Alto, Pirineo Oriental (*), Bajo Rin (*), Sarthe, Saboya, Alta Saboya, Deux-Sèvres, Somme (*), Tam, Tam-et-Garonne, Var (*), Vachuse (*), Vendée (*), Vienna, Alto Vienna, Yvonne Región Ile-de-France: Villa de París, Seine-et-Marna, Yvelines, Essone, Altos del Sena, Seine-Saint-Denis, Val-de-Marna, Val-d'Oise	26,0
3	Aude (*), Bouches-du-Rhône (*), Calvados, Alto Corse (*), Corse Sur (*), Côtes-d'Armor (*), Eure (*), Hérault (*), Ile-et-Vilaine, Loire Atlántica, Manche (*), Morbihan (*), Nord (*), Pas-de-Calais (*), Pirineo Oriental (*), Sena Marítimo, Somme (*), Var (*), Vachuse (*), Vendée (*)	28,0
4	Aude (*), Bouches-du-Rhône, Alto Corse (*), Corse Sur (*), Côte d'Armor (*), Finistère, Manche (*), Morbihan (*), Pirineo Oriental (*), Var (*), Vachuse (*), Saint-Pierre-et-Miquelon	30,5
(DOM) 5	Guadalupe, Martinica, Reunión, Mayotte	34,0

(*) Para una parte del departamento.

Una vez obtenida la velocidad básica del viento ya se puede proceder a calcular ahora la velocidad media v_m . Además de depender de la velocidad básica del viento, *la velocidad media del viento* v_m , a una altura z por encima del terreno, depende también de la rugosidad y de la orografía del terreno, como se ha comentado anteriormente. Por lo que la v_m se debería determinar mediante la expresión 4.3.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.3)$$

donde

$c_r(z)$ es el factor de rugosidad, indicado en el apartado 4.3.2.

$c_o(z)$ es el coeficiente topográfico, que se toma como 1,0 a no ser que se especifique lo contrario en el apartado 4.3.3.

NOTA 1 – La información sobre el factor c_o se puede proporcionar en el anexo nacional. Si se tiene en cuenta la orografía en la velocidad básica del viento, el valor recomendado es 1,0.

NOTA 2 – El anexo nacional puede proporcionar mapas o tablas para la determinación de $v_m(z)$.

El coeficiente topográfico C_o se va a tomar como 1'0. Para determinar el factor de rugosidad del terreno se debe tener en cuenta la variabilidad de la velocidad media del viento en la localización concreta de la estructura debido a: la altura sobre el nivel del suelo y la rugosidad del terreno situado a barlovento de la estructura en la dirección del viento considerada.

Para determinar el factor de rugosidad $C_r(z)$:

NOTA – El procedimiento para determinar $c_r(z)$ se puede proporcionar en el anexo nacional. El procedimiento recomendado para la determinación del factor de rugosidad a una altura z viene dado por la expresión (4.4), y se basa en un perfil logarítmico de velocidades.

$$\begin{aligned} c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) && \text{para } z_{\min.} \leq z \leq z_{\max.} \\ c_r(z) &= c_r(z_{\min}) && \text{para } z \leq z_{\min} \end{aligned} \quad (4.4)$$

donde

z_0 es la longitud de la rugosidad;

k_r factor del terreno, que depende de la longitud de la rugosidad z_0 y calculado utilizando:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4.5)$$

donde

$z_{0,II} = 0,05$ m (categoría de terreno II, tabla 4.1);

z_{\min} es la altura mínima, definida en la tabla 4.1;

z_{\max} se toma igual a 200 m.

z_0 , z_{\min} dependen de la categoría del terreno. Los valores recomendados se muestran en la tabla 4.1 dependiendo de cinco categorías de terreno representativas.

La expresión (4.4) es válida cuando la distancia de terreno con rugosidad uniforme a barlovento es suficiente como para estabilizar el perfil de velocidades, véase el punto (2).

Para conocer los parámetros del terreno previamente se necesita conocer en qué categoría se clasifica el terreno donde se encuentra la estructura (4 categorías).

Tabla 4.1
Categorías de terrenos y parámetros del terreno

Categoría de terreno		z_0 m	z_{min} m
0	Mar abierto o zona costera expuesta al mar abierto	0,003	1
I	Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos	0,01	1
II	Áreas con vegetación baja, como hierba, y obstáculos aislados (árboles, edificaciones) con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos	0,05	2
III	Áreas con una cobertura de vegetación uniforme o edificaciones o con obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos (villas, terreno suburbano, bosques permanentes)	0,3	5
IV	Áreas en las que al menos un 15% de la superficie está cubierta por edificios cuya altura media supera los 15 m	1,0	10

NOTA – Las categorías de terrenos se ilustran en el capítulo A.1.

La estructura objeto de estudio en el presente proyecto, se encuentra clasificada en la *categoría 4* “Áreas en las que al menos un 15% de la superficie está cubierta por edificios cuya altura media supera los 15 m”, ya que se encuentra ubicada en pleno centro de la ciudad.

z_0 (m) =	1
z_{min} (m) =	10

En cuanto a las turbulencias producidas por el terreno y su intensidad, $l_v(z)$ se define como la desviación típica de la turbulencia dividida por la velocidad media del viento, a continuación se puede la expresión.

$$l_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$l_v(z) = l_v(z_{min}) \quad \text{para} \quad z < z_{min}$$

(4.7)

donde

k_1 es el factor de turbulencia. El valor de k_1 se puede establecer en el anexo nacional. El valor recomendado para k_1 es 1,0;

c_o es el coeficiente topográfico, descrito en el apartado 4.3.3;

z_0 es la longitud de la rugosidad, dada en la tabla 4.1.

De las dos expresiones se selecciona la primera, ya que **la altura z máxima de la estructura son 11'15 m**, y se encuentra en el primer intervalo, entre z_{min} y $z_{máx}$ (que se toma igual a 200 m)

Con todo lo considerado hasta aquí, ya se puede proceder al cálculo de la presión correspondiente a la *velocidad pico del viento* $q_p(\mathbf{z})$ mediante las siguientes expresiones, teniendo en cuenta que la debe determinarse a una altura z , incluyendo la velocidad media del viento y las fluctuaciones de la velocidad del viento a corto plazo.

4.5 Presión correspondiente a la velocidad de pico

(1) Debería determinarse la presión correspondiente a la velocidad de pico, $q_p(z)$, a una altura z , que incluye la velocidad media del viento y las fluctuaciones de velocidad a corto plazo.

NOTA 1 – El anexo nacional puede proporcionar reglas para la determinación de $q_p(z)$. El procedimiento recomendado se proporciona en la expresión (4.8).

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.8)$$

donde

ρ es la densidad del aire, que depende de la altitud, de la temperatura y de la presión barométrica esperada en la región durante las tormentas de viento;

$c_e(z)$ es el factor de exposición dado en la expresión (4.9);

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.9)$$

q_b es la presión correspondiente a la velocidad media de referencia del viento, dada por la expresión (4.10);

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.10)$$

NOTA 2 – Los valores de ρ pueden definirse en el anexo nacional. El valor recomendado es $1,25 \text{ kg/m}^3$.

NOTA 3 – El valor 7 en la expresión (4.8) está basado en un factor de pico igual a 3,5 y es consistente con los valores de los coeficientes de fuerza y de presión definidos en el capítulo 7.

Teniendo en cuenta que, como especifica la norma, el valor recomendado de la densidad del aire es $1,25 \text{ kg/m}^3$, y todos los parámetros calculados con anterioridad ($v_m(z)$, $I_v(z)$) y expresiones, se está en disposición de calcular la presión del viento a *la velocidad pico del viento* $q_p(\mathbf{z})$.

$z \text{ (m)} =$	11,15	Altura máx. del edificio CATEGORÍA 4
$z_0 \text{ (m)} =$	1,00	
$z_{\min} \text{ (m)} =$	10,00	
$c_0 =$	1,00	
$Kr =$	0,23	

$c_r =$	0,57
v_b (m/s)=	26,00
v_m (m/s)=	14,69

$c_{dir} =$	1	(UNE-ENV_1991-2-4)
$C_{season} =$	1	
$v_{b,0}$ (m/s)=	26	

$I_v(z) =$	0,415
$q_p(z)$ (N/m ²) =	526,515

En resumen, según la Norma (capítulo 5) la acción del viento en estructuras y elementos estructurales, se debe determinar teniendo en cuenta tanto las presiones del viento externas como internas, y el procedimiento de cálculo de todos los parámetros necesarios para conocer las fuerzas debidas al viento es el siguiente.

Tabla 5.1
Procedimientos de cálculo para la determinación de las acciones de viento

Parámetro	Referencia
Presión correspondiente a la velocidad de pico q_p	
velocidad básica del viento v_b	4.2 (2)P
altura de referencia z_e	capítulo 7
categoría del terreno	tabla 4.1
presión correspondiente a la velocidad de pico característica q_p	4.5 (1)
intensidad de la turbulencia I_v	4.4
velocidad media del viento v_m	4.3.1
coeficiente de orografía $c_o(z)$	4.3.3
coeficiente de rugosidad $c_r(z)$	4.3.2
Presiones del viento, por ejemplo, para cerramientos, fijaciones y elementos estructurales	
Coeficiente de presión exterior c_{pe}	capítulo 7
Coeficiente de presión interior c_{pi}	capítulo 7
Coeficiente de presión neta $c_{p,net}$	capítulo 7
Presión externa del viento: $w_e = q_p c_{pe}$	5.2 (1)
Presión interna del viento: $w_i = q_p c_{pi}$	5.2 (2)
Fuerzas debidas al viento en estructuras, por ejemplo para los efectos globales del viento	
Factor estructural: $c_s c_d$	6
Fuerza del viento F_w calculada a partir de coeficientes de fuerza	5.3 (2)
Fuerza del viento F_w calculada a partir de coeficientes de presión	5.3 (3)

Para finalizar, se calcula la presión del viento en la estructura, en el caso de este proyecto en la cubierta, según la expresión 5.1.

5.2 Presión del viento en estructuras

(1) La presión del viento sobre las superficies exteriores, w_e , se debería obtener a partir de la expresión (5.1).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.1)$$

donde

$q_p(z_e)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico;

z_e es la altura de referencia para la presión externa, dada en el capítulo 7;

c_{pe} es el coeficiente de presión para la presión exterior, véase el capítulo 7.

NOTA – $q_p(z)$ se define en el apartado 4.5.

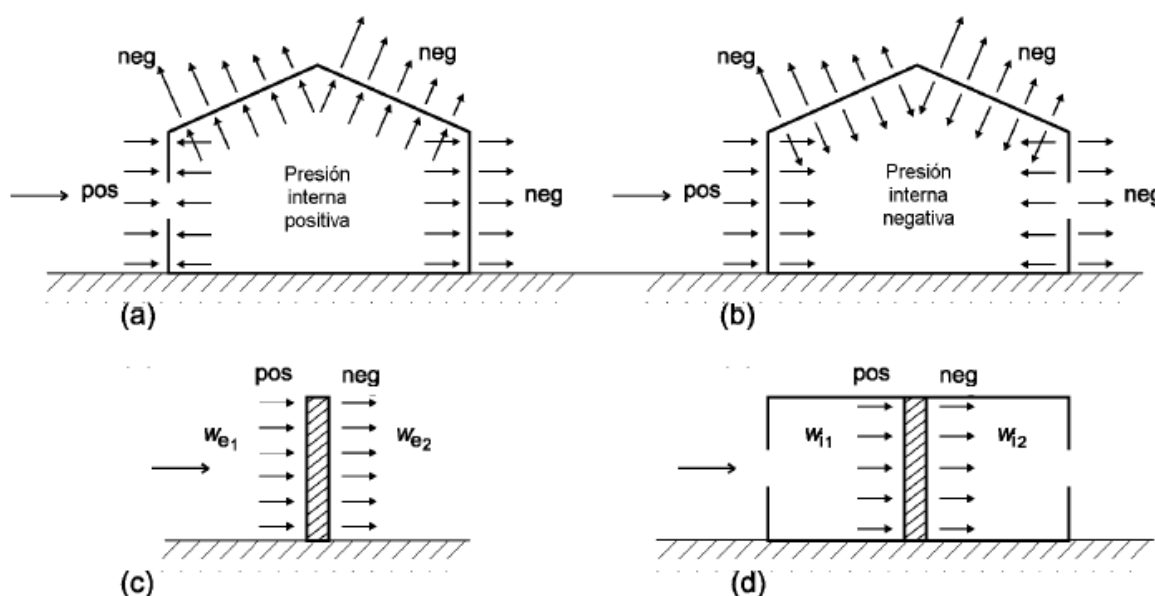
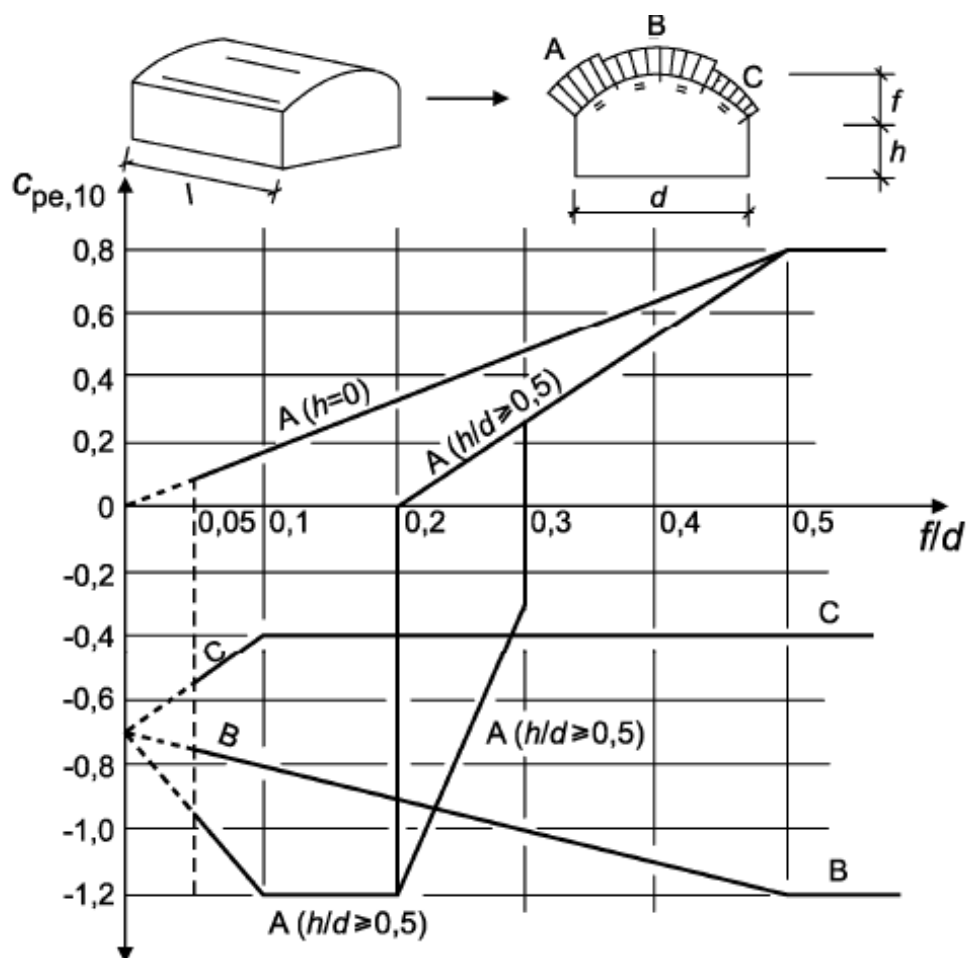


Fig. 5.1 – Presión sobre superficies

El siguiente paso es calcular el *coeficiente de presión exterior* C_{pe} , para la cubierta objeto de estudio, necesario para obtener la presión W_e producida en la estructura. Para ello se debe tener en cuenta el tipo de cubierta que tiene la estructura y acudir a la Norma (capítulo 7).

Los coeficientes de presión exterior C_{pe} en edificaciones y partes de éstas, dependen del tamaño del área cargada (A), que es el área de la estructura que produce la acción de viento en la sección a calcular. Los coeficientes de presión externa se proporcionan en tablas en función de la geometría de la estructura.

Como la cubierta de la estructura objeto de estudio en este proyecto es con forma cilíndrica o abovedada, se debe acudir al apartado 7.2.8 de la Norma.



para $0 < h/d < 0,5$, $c_{pe,10}$ se obtiene por interpolación lineal

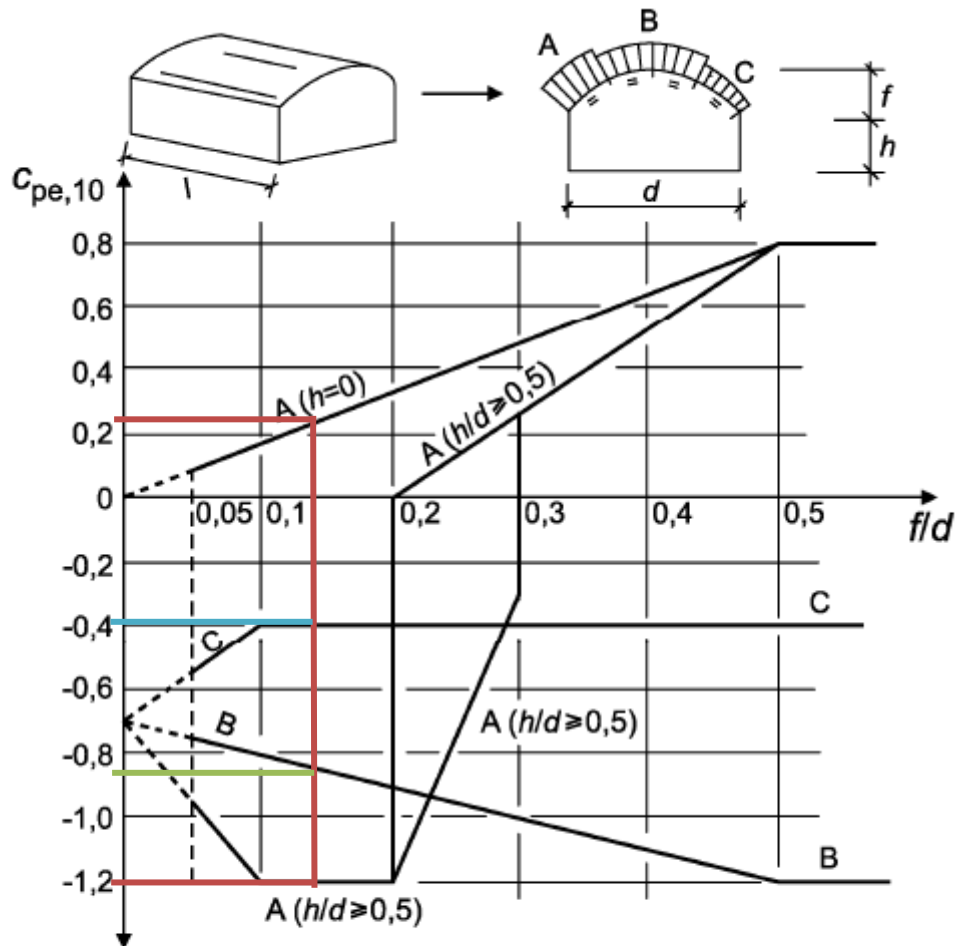
para $0,2 \leq f/d \leq 0,3$ y $h/d \geq 0,5$, se han de considerar los dos valores de $c_{pe,10}$

El diagrama no es aplicable a cubiertas planas

Para interpretar la gráfica y poder sacar los valores del C_{pe} se tiene que entrar en la gráfica con los parámetros geométricos h , f y d de la estructura

$f (m) =$	3,450
$h(m) =$	7,700
$d (m) =$	22,655
$f/d =$	0,152
$h/d =$	0,340

Como h/d esta entre 0 y 0'5, el C_{pe} se obtendrá mediante interpolación lineal. A continuación se muestra el cálculo realizado:

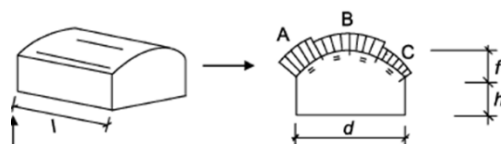


para $0 < h/d < 0,5$, $c_{pe,10}$ se obtiene por interpolación lineal

para $0,2 \leq f/d \leq 0,3$ y $h/d \geq 0,5$, se han de considerar los dos valores de $c_{pe,10}$

ZONA A		ZONA B	
$C_{pe} (h=0) =$	0,25	$C_{pe} =$	-0,85
$C_{pe} (h/d = 0,5) =$	-1,2		
Interpolando:		ZONA C	
$C_{pe} (h/d = 0,34) =$	-0,73565438	$C_{pe} =$	-0,4

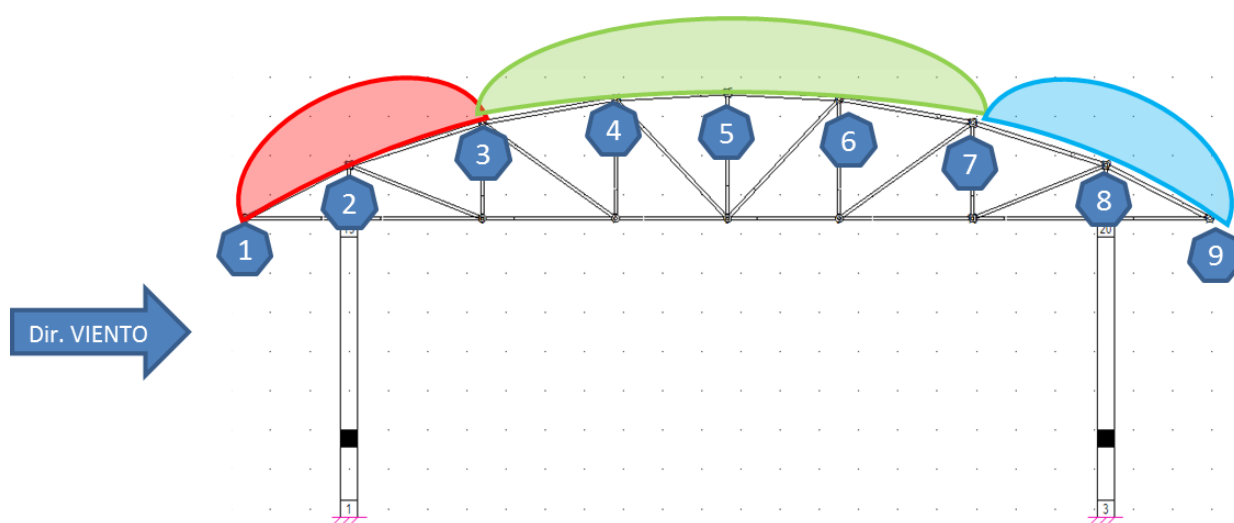
Para finalizar, se debe calcular el valor de las presiones del viento que actúan en las distintas zonas (A, B y C) mediante la expresión 5.1. De esta forma, multiplicando la presión correspondiente a la velocidad pico $q_p(z)$ por los 3 C_{pe} calculados de la 3 zonas respectivamente, obtenemos la presión del viento sobre la superficie de la cubierta en las zonas A, B y C. (La designación de las zonas depende de la dirección del viento. Si el viento fuera en la otra dirección las zonas cambiarían de sentido simétricamente).



PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LA SUPERFICIE DE LA CUBIERTA W_e (N/m²):

	(N/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m)
ZONA A	-387,33	-0,39	-2,31
ZONA B	-447,54	-0,45	-2,67
ZONA C	-210,61	-0,21	-1,25

Hay que percatarse de que las presiones son negativas ya que el viento produce un fenómeno de succión. La carga va en dirección opuesta del eje Y, es decir hacia arriba, al contrario que el resto de cargas que van hacia abajo.



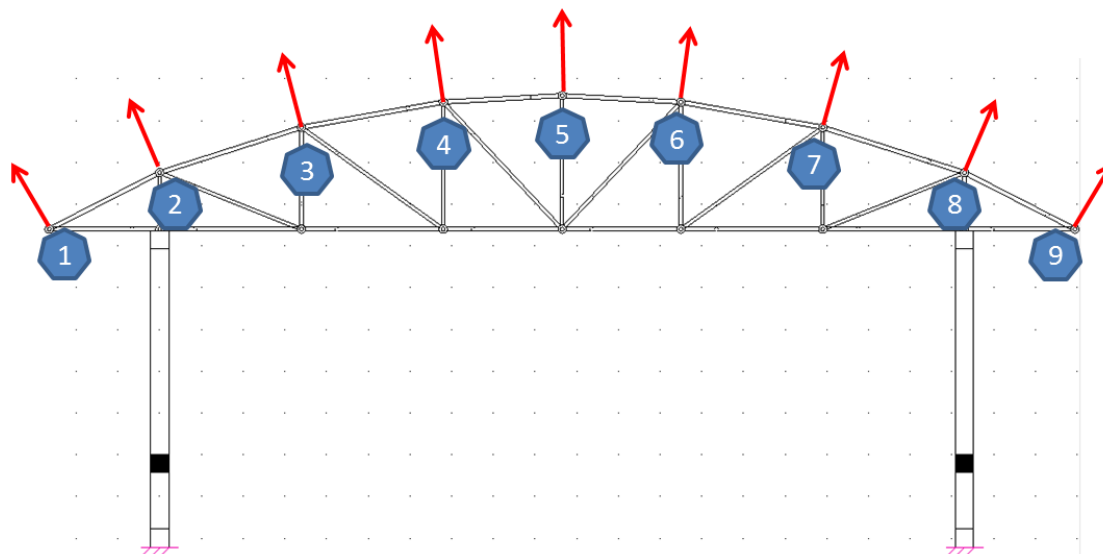
Se han numerado los montantes de la cercha que soporta la cubierta, ya que el esfuerzo producido en la cubierta, tanto por la acción del viento como por el peso propio o SCU, se reparte en los montantes de la celosía y en los nudos exteriores.

Pasando estas presiones a cargas lineales, para aplicar en cada uno de los pórticos iguales que forman la estructura, y posteriormente a cargas puntuales para repartir a cada uno de los montantes. Así tenemos que las cargas puntuales que actúan sobre cada uno de estos respectivamente son las siguientes:

	(N)
w1	-3056,20
w2	-6977,37
w3	-8451,81
w4	-8328,39
w5	-7595,50
w6	-8328,39
w7	-6662,72

w8	-3793,83
w9	-1661,76

No se debe olvidar de que, en el caso de la carga producida por la acción del viento, las fuerzas son perpendiculares a la superficie de la cubierta, por lo que los datos obtenidos en la tabla anterior serán el módulo de los vectores de fuerza en la dirección perpendicular a la superficie, y estos vectores se podrán descomponer en sus componentes vertical y horizontal (x e y) según el ángulo de inclinación de la cubierta en el punto de actuación de la fuerza.



Y para el cálculo de las fuerzas que conllevan estas presiones producidas por la acción del viento se siguen las siguientes expresiones.

5.3 Fuerzas del viento

(1) Las fuerzas del viento para una estructura completa o un componente estructural se debería determinar:

- calculando las fuerzas por medio de los coeficientes de fuerza (véase el punto (2)) o;
- calculando las fuerzas a partir de las presiones sobre las superficies (véase el punto (3)).

(3) La fuerza debida al viento, F_w que actúa sobre una estructura o un elemento estructural se puede determinar mediante la suma vectorial de las fuerzas $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ y F_{fr} calculadas a partir de las presiones interiores y exteriores empleando las expresiones (5.5) y (5.6), y las fuerzas de fricción resultantes de la fricción del viento paralela a las superficies exteriores, calculada mediante la expresión (5.7).

Fuerzas exteriores:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{superficies}} w_e \cdot A_{\text{ref}} \quad (5.5)$$

Fuerzas interiores:

$$F_{w,i} = \sum_{\text{superficies}} w_i \cdot A_{\text{ref}} \quad (5.6)$$

Fuerzas de fricción:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr} \quad (5.7)$$

donde

c_{sd} es el factor estructural, definido en el capítulo 6;

w_e es la presión externa sobre la superficie individual a una altura z_e , determinada con la expresión (5.1);

w_i es la presión interna sobre la superficie individual a una altura z_i , determinada con la expresión (5.2);

A_{ref} es el área de referencia de la superficie individual;

c_{fr} es el coeficiente de fricción, obtenido a partir del apartado 7.5;

A_{fr} es el área de la superficie exterior paralela al viento, definida en el apartado 7.5.

NOTA 1 – Para los elementos (por ejemplo, muros, cubiertas), la fuerza debida al viento es simplemente la diferencia entre las fuerzas resultantes interiores y exteriores.

NOTA 2 – Las fuerzas de fricción F_{fr} actúan en la dirección de las componentes del viento paralelas a la superficie exterior.

(4) Se pueden despreciar los efectos de la fricción del viento sobre la superficie cuando el área total de todas las superficies paralelas (u orientadas con un ángulo lo suficientemente pequeño) a la dirección del viento es menor o igual a cuatro veces el área total de las superficies exteriores perpendiculares al viento (a sotavento y a barlovento).



Universidad
Zaragoza



Escuela de
Ingeniería y Arquitectura
Universidad Zaragoza

ANEXO II

ESTUDIO DE ESFUERZOS, TENSIONES Y DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA

Autor

Adrián Fleta Melero

Director

José David Bel Cacho

Escuela de Ingeniería y Arquitectura (EINA)
Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Grado Ingeniería Mecánica

Zaragoza, 2015

ÍNDICE DEL ANEXO

1	INTRODUCCIÓN	2
2	CASOS DE CARGA A ESTUDIAR.....	2
3	RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS)..	4
3.1	PORTICO DE LOS EDIFICIOS (2D).....	5
3.1.1	CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE.....	5
3.1.2	CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO	6
3.1.3	CASO 3: PESO PROPIO Y VIENTO	7
3.1.4	CASO 4: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE	8
3.1.5	CASO 5: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO, NIEVE Y VIENTO.....	9
3.2	ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (3D).....	11
3.2.1	CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE.....	11
3.2.2	CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO	12
3.2.3	CASO 3: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE	15
4	RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)	17
4.1	PORTICO DE LOS EDIFICIOS (2D).....	18
4.1.1	CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE.....	18
4.1.2	CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO	20
4.1.3	CASO 3: PESO PROPIO Y VIENTO	21
4.1.4	CASO 4: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE	23
4.1.5	CASO 5: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO, NIEVE Y VIENTO.....	25
4.2	ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (3D).....	27
4.2.1	CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE.....	27
4.2.2	CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO	34
4.2.3	CASO 3: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE	43
5	CÁLCULO DE ESTABILIDAD ELÁSTICA.....	52
5.1	RELACIÓN DE CARGA Y MODOS DE COLAPSO PARA EL PÓRTICO DE LOS EDIFICIOS.....	53
5.2	MODOS DE COLAPSO PARA LA ESTRUCTURA CENTRAL	55

1 INTRODUCCIÓN

El motivo principal por el que se ha hecho este Anexo II es para tener un documento donde se pueda apreciar en detalle todos los resultados obtenidos a la hora de calcular la estructura sometida a los distintos casos de cargas comentados en el capítulo 5, apartado 5.5 de la Memoria.

En este anexo se detallan y analizan los resultados obtenidos para cada uno de los casos de carga, tanto para el pórtico interior que representa a los edificios, como para la estructura central de pasarelas, conforme a lo descrito en el apartado 5 de la Memoria – *Acciones y Cargas objeto de estudio*, así como comprobaciones de resistencia exigidas por la normativa.

En un primer lugar se detallarán las distintas combinaciones de casos de carga a estudiar, posteriormente se presentarán los resultados analizados para cada uno de los casos de carga, primeramente para la parte de los edificios y luego para la estructura central de pasarelas sin cubierta. Finalmente se llegarán a unas conclusiones sólidas tras ver todos los resultados.

2 CASOS DE CARGA A ESTUDIAR

En este apartado se van a resumir las combinaciones de acciones realizadas para los distintos casos de carga a los que va a estar sometida la estructura, mediante el método de los coeficientes parciales.

No hay que olvidar que las combinaciones de casos de carga no serán las mismas para la parte de la estructura de los edificios, que las combinaciones de cargas de la parte central de la estructura, ya que en esta parte, donde se encuentran las pasarelas, está descubierta. Es por ello que los casos de combinaciones de carga se dividen en dos grupos.

En los Eurocódigos, *Bases de cálculo de estructura (UNE-EN 1990 Junio 2003)*, se establecen las combinaciones de los efectos de las acciones para situaciones permanentes y transitorias (capítulo 6, apartado 4.3.2), y en el Anexo A (*Normativo*), se presenta el método de los coeficientes parciales y se detallan los coeficientes para las combinaciones de cargas. Con éste método se pretende examinar que no se sobrepasa ningún estado límite cuando se incluyen en los modelos de cálculo los valores de cálculo de las acciones o efectos de acciones y de las resistencias.

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

Donde “+” significa “combinarse con”, “ \sum ” significa “el efecto combinado de”, las acciones permanentes se representan por G (como el peso propio), y las acciones variables por Q (como la nieve, SCU o viento). Según esta norma

las acciones permanentes (G) se mayoran por 1,35 y las variables (Q) por 1,5 a la hora de hacer las combinaciones de cargas.

Para analizar los desplazamientos y las deformaciones producidas en la estructura, se estudia el **estado límite de servicio (ELS)**, que no presenta ningún peligro inminente, y se debe recalcar que la combinación de carga no debe estar mayorada. **Únicamente se utilizan los coeficientes parciales para las combinaciones de carga con el fin de analizar los esfuerzos para el estado límite último (ELU)**, donde sí se produce un colapso de la estructura. El motivo por el que se mayoran las acciones es principalmente para tomar una postura conservadora y estar del lado de la seguridad, ya que se mayoran considerablemente al multiplicarlos por 1,35 en el caso de las acciones permanentes y 1,5 en el de acciones variables.

CASOS DE CARGA EN ELU PARA EL PÓRTICO INTERIOR DE LOS EDIFICIOS (2D)

Caso 1:	Peso propio y Nieve	$1,35*PP + 1,5*N$
Caso 2:	Peso propio y SCU	$1,35*PP + 1,5*SCU$
Caso 3:	Peso propio y Viento	$1,35*PP + 1,5*V$
Caso 3*:	Peso propio y Viento(II)	$PP+1,5*V$
Caso 4:	Peso propio, SCU y Nieve	$1,35*PP + 1,5*(SCU+N)$
Caso 5:	Peso propio, SCU, Nieve y Viento	$1,35*PP + 1,5*(SCU+N+V)$

Nota: El caso 3 es importante para calcular los esfuerzos sobre las columnas, pero el caso 3 es el más desfavorable para la cubierta, que es el objeto principal de estudio. El peso propio (PP) no se mayoran ya que en este caso sería una carga favorable para la estructura (contraria a la del viento), y no estaríamos del lado de la seguridad.*

CASOS DE CARGA EN ELU PARA LA ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (3D)

Caso 1:	Peso propio y Nieve	$1,35*PP + 1,5*N$
Caso 2:	Peso propio y SCU	$1,35*PP + 1,5*SCU$
Caso 3:	Peso propio, SCU y Nieve	$1,35*PP + 1,5*(SCU+N)$

Nota: PP es el peso propio, N es la acción de la carga de nieve, SCU es, como ya se ha comentado anteriormente, la sobrecarga de uso y V es la acción del viento.

CASOS DE CARGA EN ELS PARA EL PÓRTICO INTERIOR DE LOS EDIFICIOS (2D)

Caso 1:	Peso propio y Nieve	PP + N
Caso 2:	Peso propio y SCU	PP + SCU
Caso 3:	Peso propio y Viento	PP + V
Caso 4:	Peso propio, SCU y Nieve	PP + (SCU+N)
Caso 5:	Peso propio, SCU, Nieve y Viento	PP + (SCU+N+V)

CASOS DE CARGA EN ELS PARA LA ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (3D)

Caso 1:	Peso propio y Nieve	PP + N
Caso 2:	Peso propio y SCU	PP + SCU
Caso 3:	Peso propio, SCU y Nieve	PP + (SCU+N)

Hay que recordar que los pilares no se van a calcular ni estudiar en profundidad, ya que como se ha comentado en la memoria, al ser de hormigón no es objeto de proyecto, únicamente nos centraremos en la estructura de acero. Pero se incluyen en estos cálculos y simulaciones para poder hacerse a una idea de los esfuerzos que debería soportar una columna de estas características en esta estructura al estar sometida los distintos casos de combinación de cargas arriba mencionados.

3 RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

En el presente apartado se van a mostrar los resultados obtenidos al someter a la estructura a los distintos casos de cargas anteriormente mencionados.

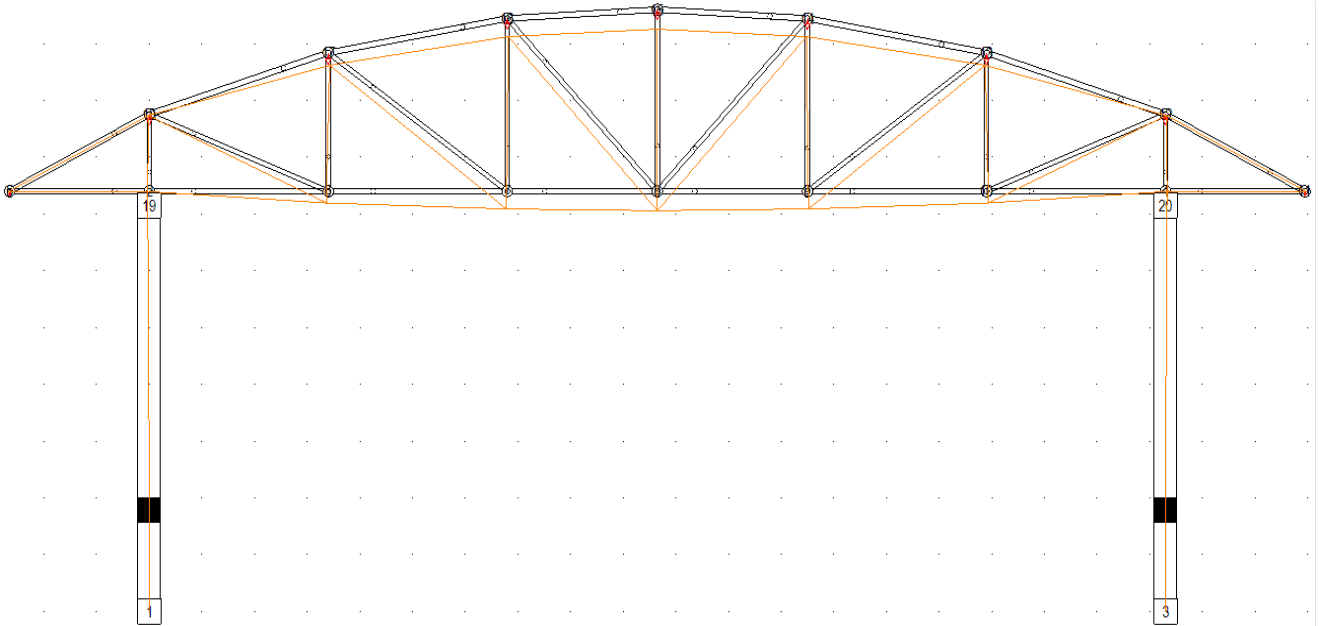
En un primer paso vamos a analizar la deformada de la estructura. Para analizar los desplazamientos y las deformaciones producidas en la estructura al estar sometida a las combinaciones de cargas en ELS (*la combinación de carga no estará mayorada*).

Nota: Todas las unidades van en N y mm.

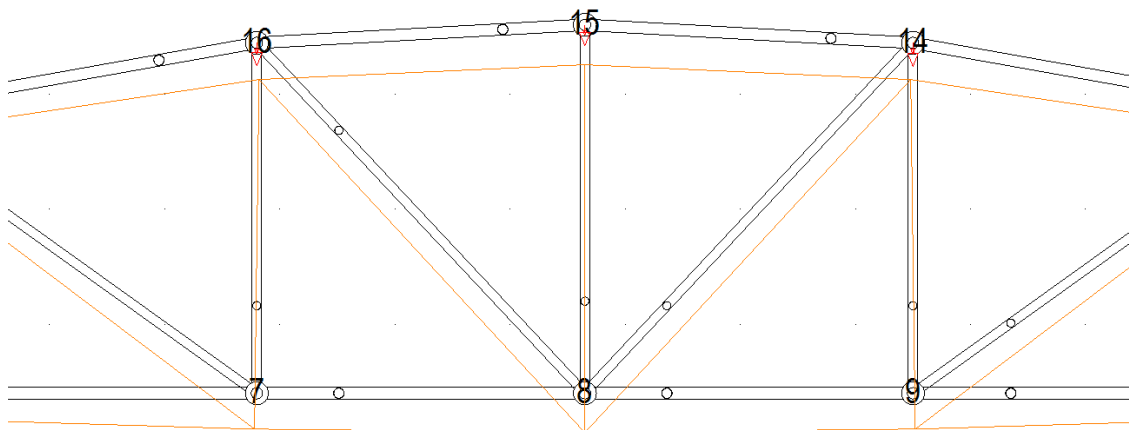
3.1 PORTICO DE LOS EDIFICIOS (2D)

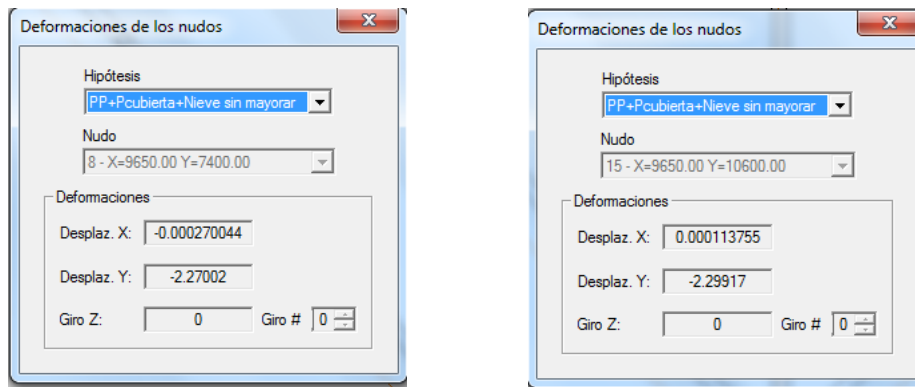
Nota: La deformada se verá representada en color naranja.

3.1.1 CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE



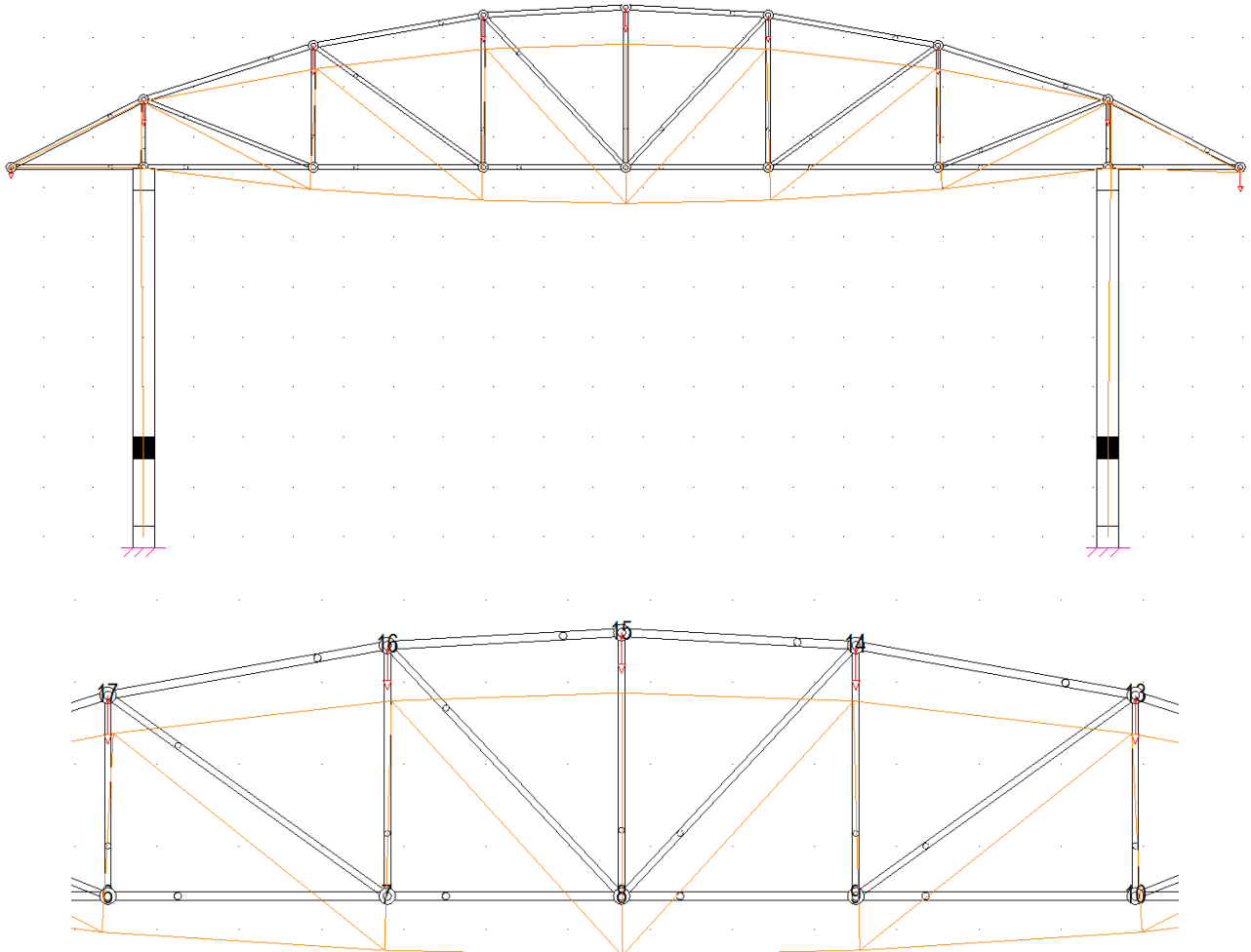
El desplazamiento está en la parte superior del pórtico, concretamente el máximo lo sufrirán los nudos de la parte central de la celosía (8 y 15), que será el mismo para los dos ya que son ambos nudos del montante central.





Como podemos apreciar, el mayor desplazamiento de la estructura, estando sometida a este caso de carga, es de 2.27 mm en sentido negativo del eje y, algo que no es para nada relevante.

3.1.2 CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO



Deformaciones de los nudos

Hipótesis
PP+Pcubierta+SCU sin mayorar

Nudo
8 - X=9650.00 Y=7400.00

Deformaciones

Desplaz. X: 0.0487338

Desplaz. Y: -4.79702

Giro Z: 0 Giro # 0

Deformaciones de los nudos

Hipótesis
PP+Pcubierta+SCU sin mayorar

Nudo
15 - X=9650.00 Y=10600.00

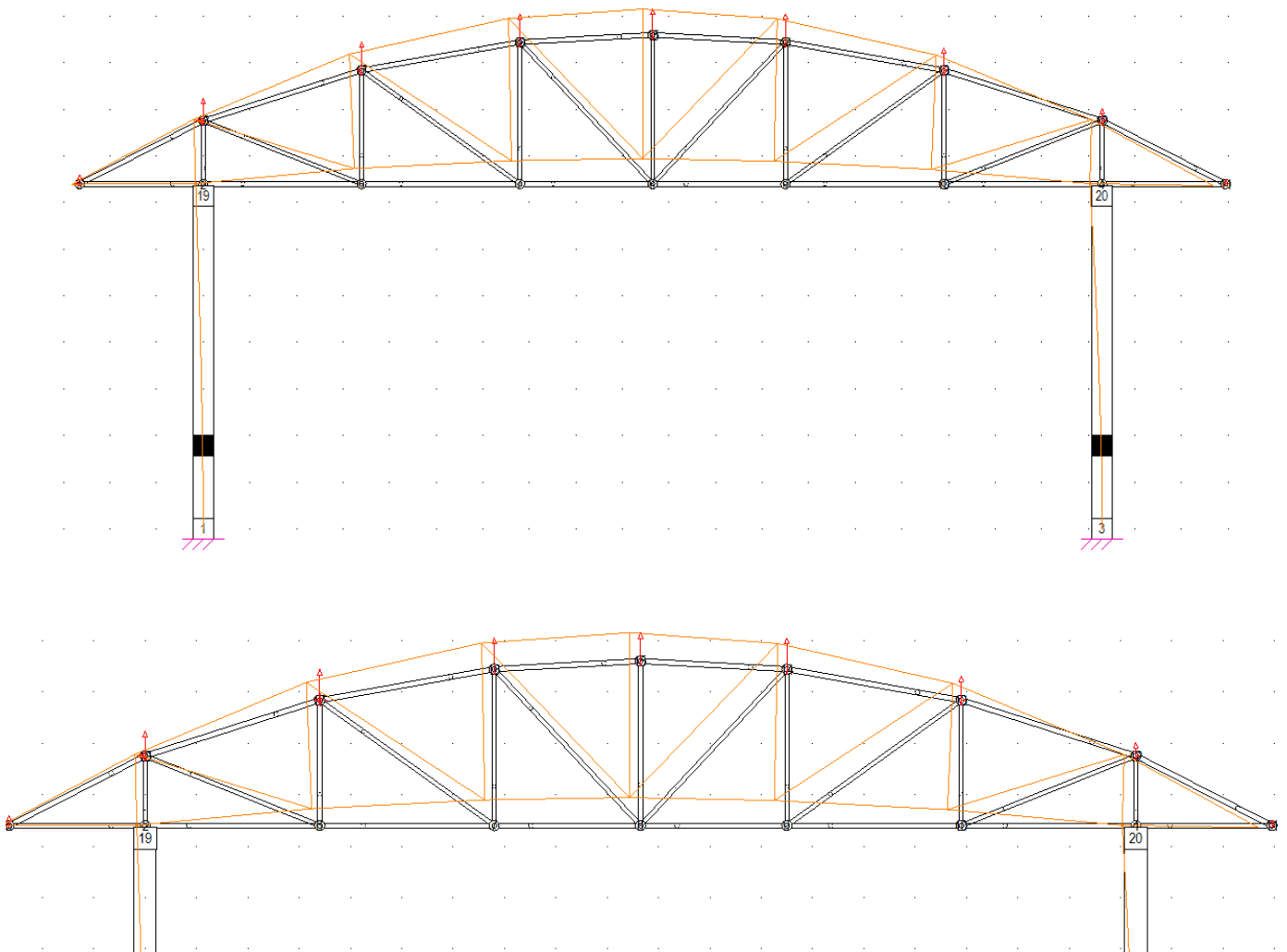
Deformaciones

Desplaz. X: 0.0768419

Desplaz. Y: -4.86264

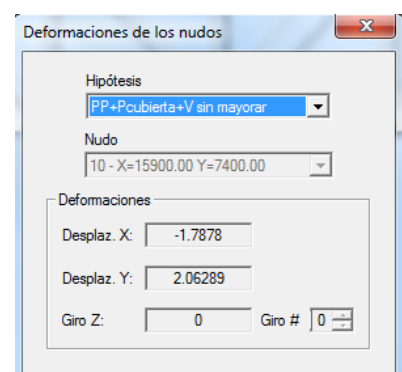
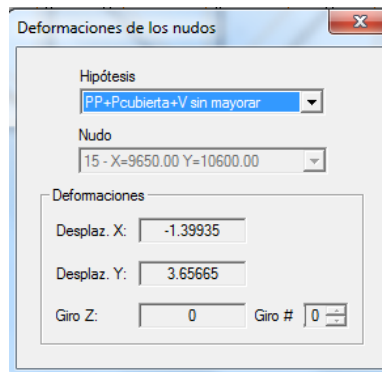
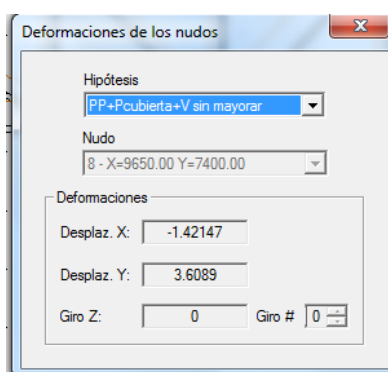
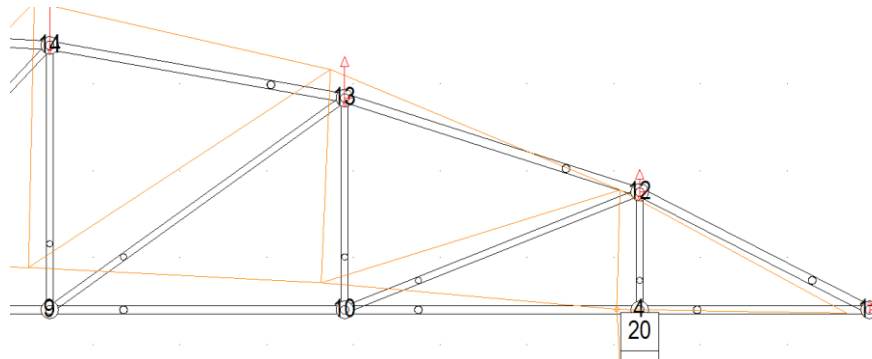
Giro Z: 0 Giro # 0

3.1.3 CASO 3: PESO PROPIO Y VIENTO

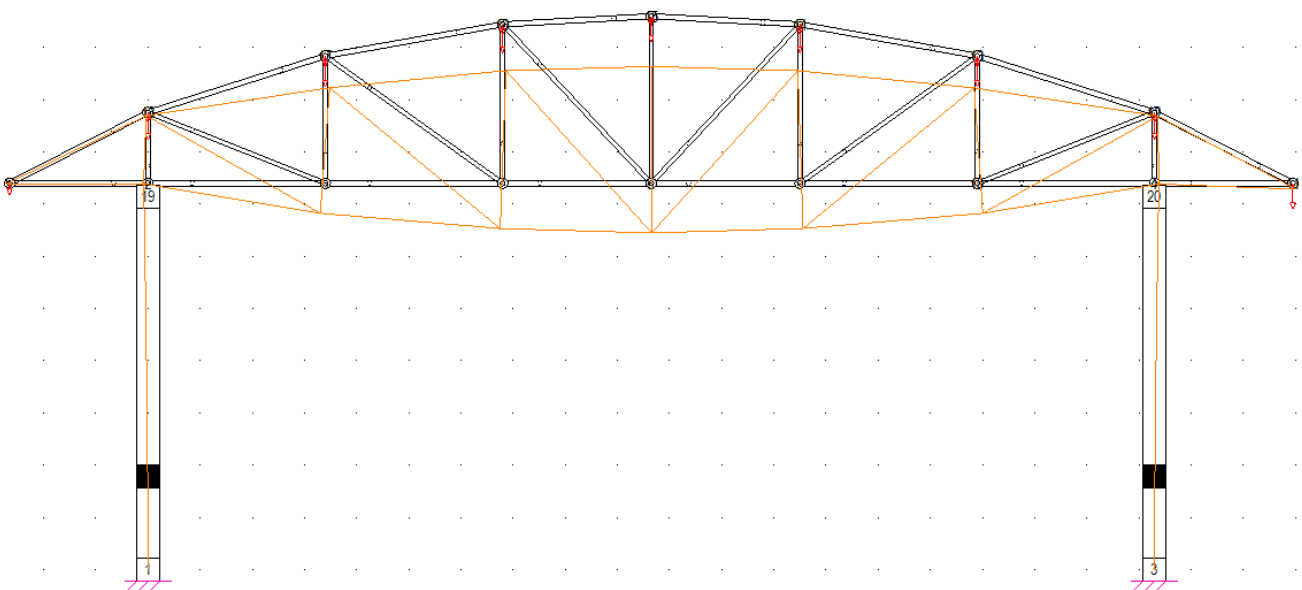


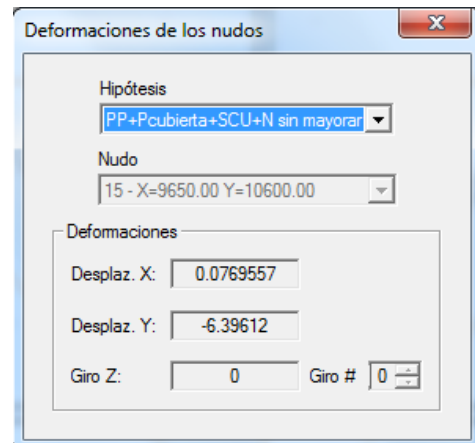
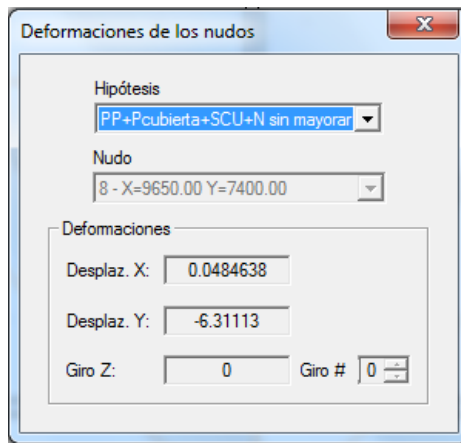
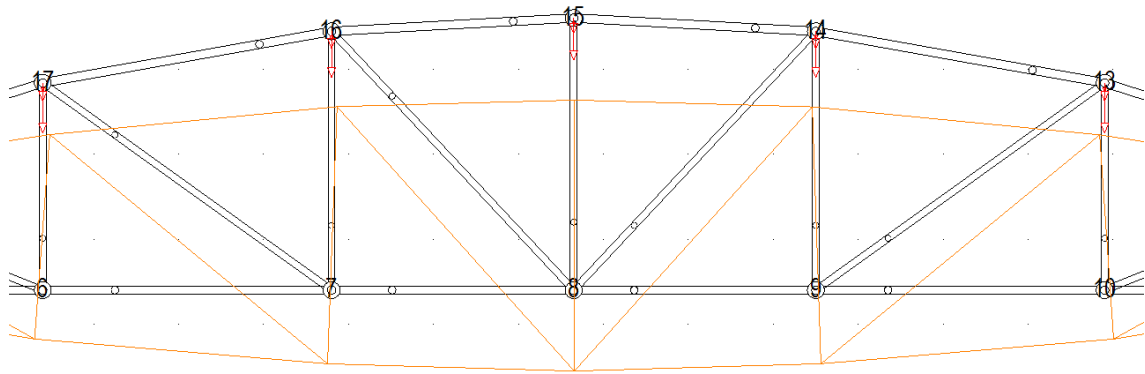
Para este caso de carga, debida a la acción del viento sobre la cubierta la cercha sufre una deformación hacia arriba en el eje Y, y también en el

sentido negativo del eje X. La deformación máxima en el eje vertical se da en la zona central de la cercha. Los nudos 8 y 15 son los que poseen el desplazamiento máximo. Mientras que el desplazamiento máximo en el eje horizontal se da en el nudo 10 (parte derecha de la cercha, en el cordón inferior).

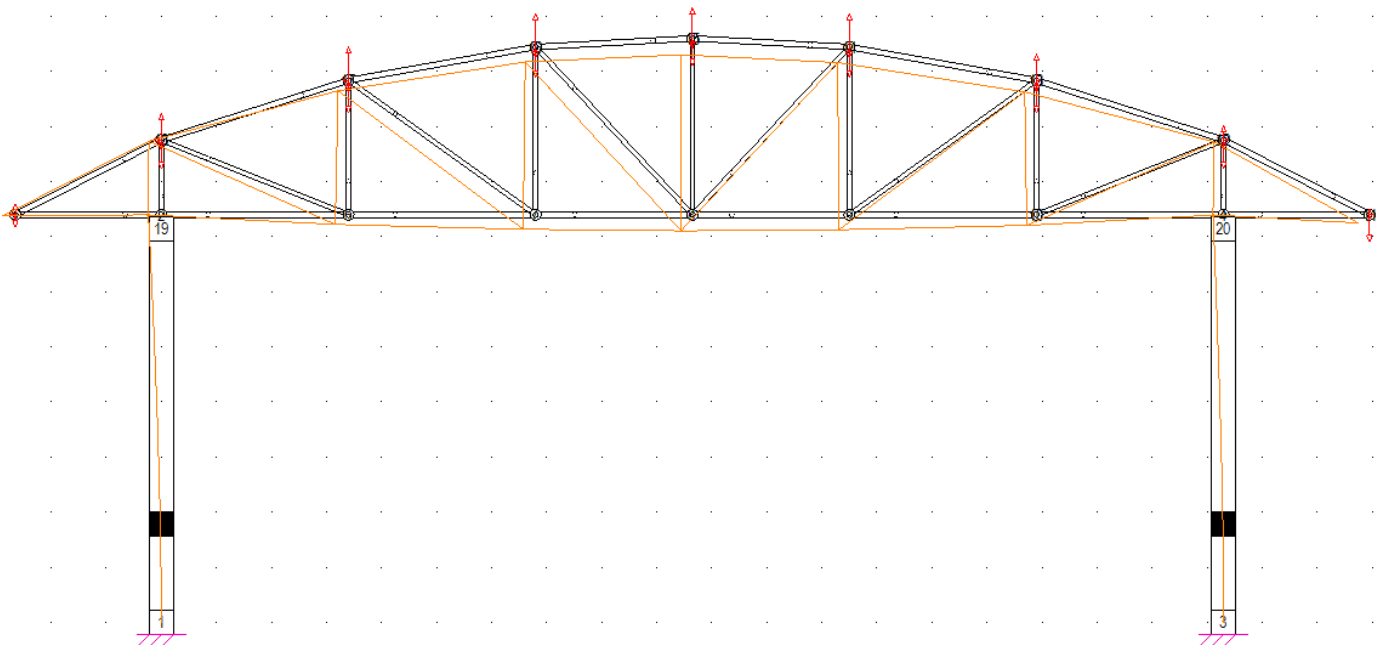


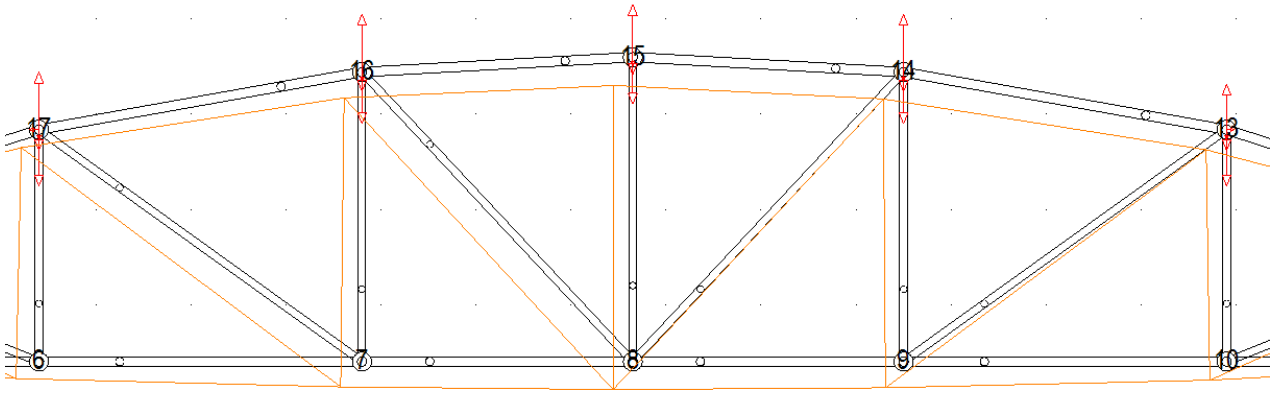
3.1.4 CASO 4: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE



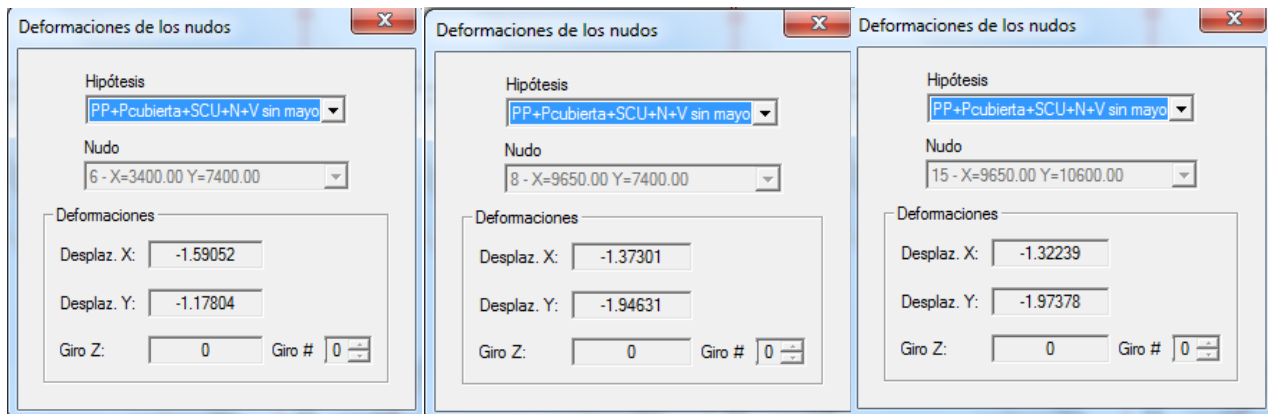


3.1.5 CASO 5: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO, NIEVE Y VIENTO



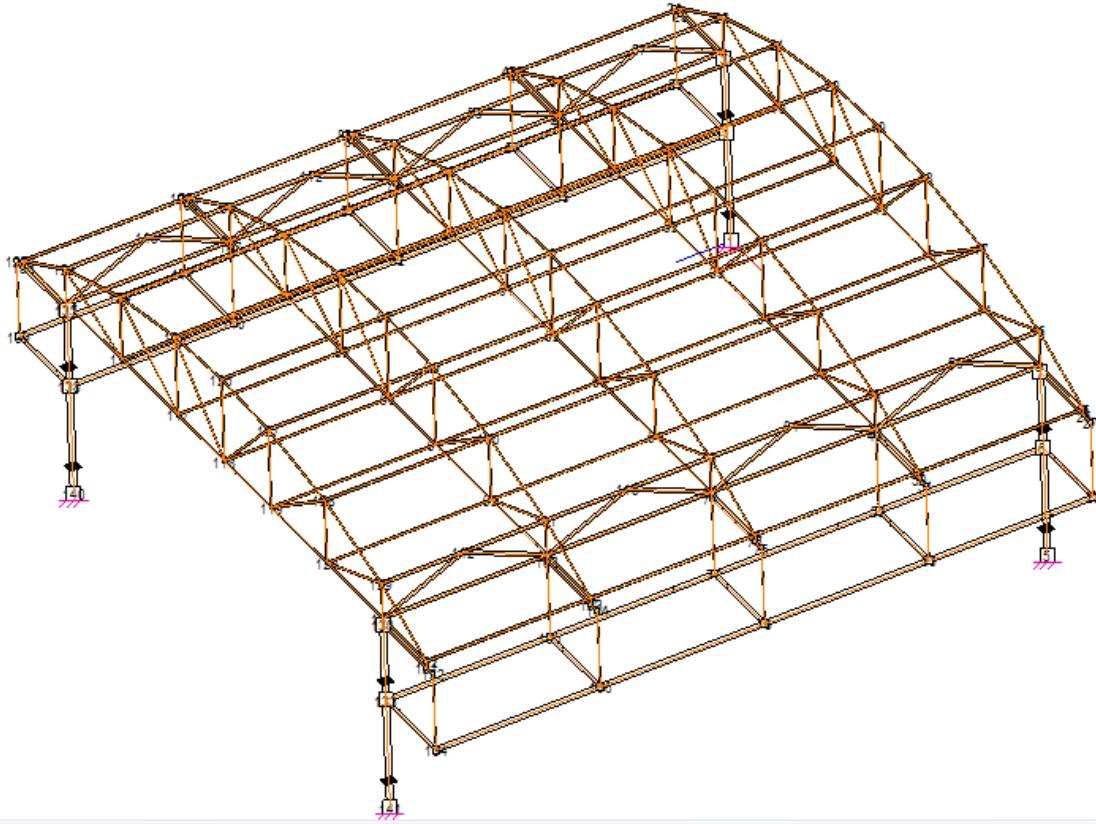


Como se aprecia en las imágenes, el desplazamiento vertical máximo se vuelve a dar en la parte central de la cercha (nudos 8 y 15), en el montante central concretamente. Sin embargo el desplazamiento horizontal máximo se da en el nudo 6.

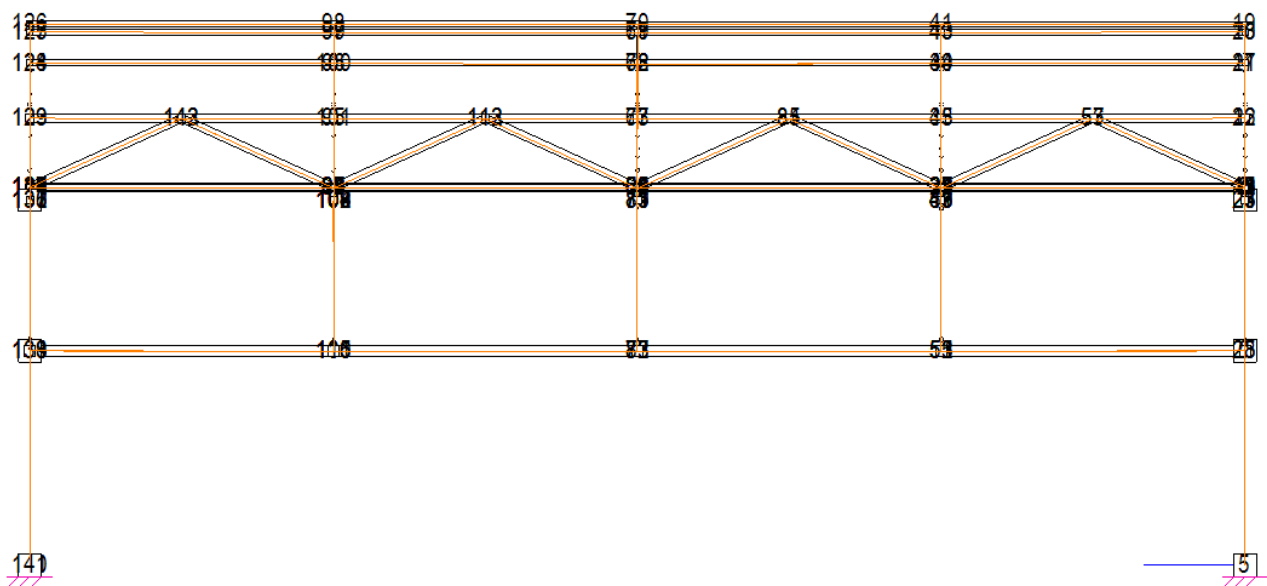


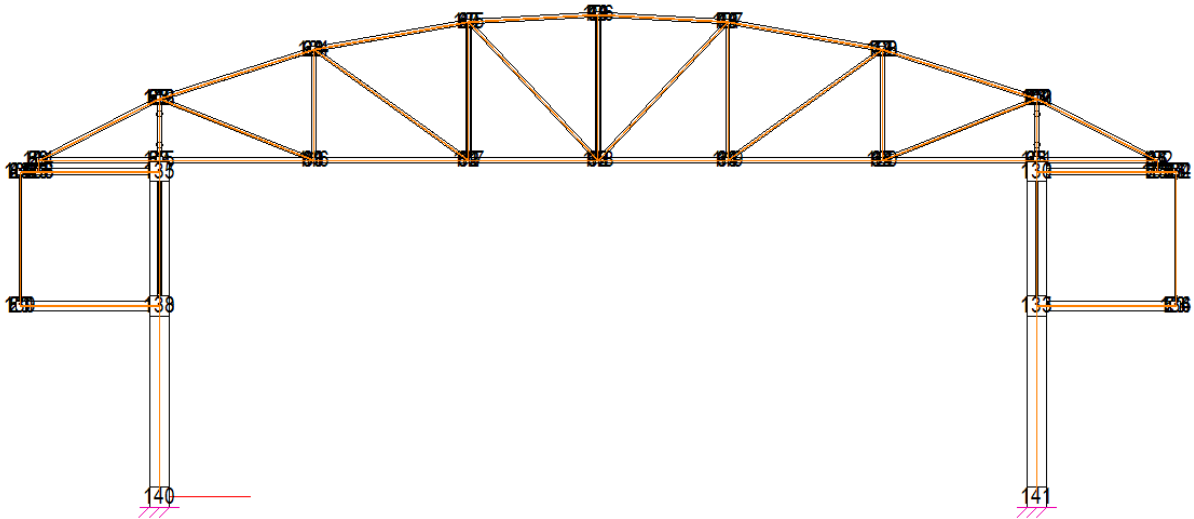
3.2 ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (3D)

3.2.1 CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE

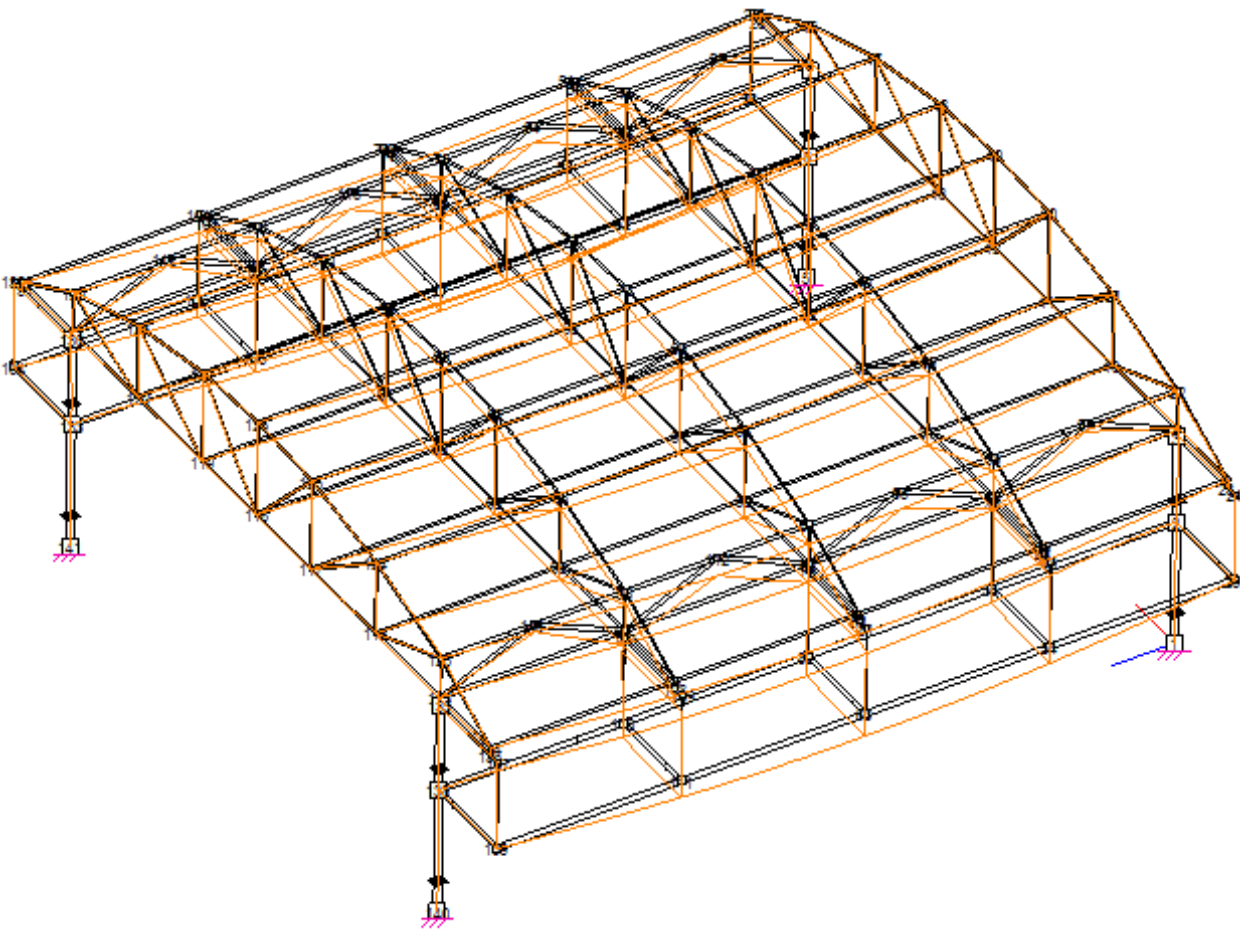


Para este caso de combinación de cargas la deformada, pintada en naranja, prácticamente no se aprecia, ya que al deformarse muy poco coincide con la estructura de ésta. Las deformaciones para este caso de carga no serán nada relevantes.

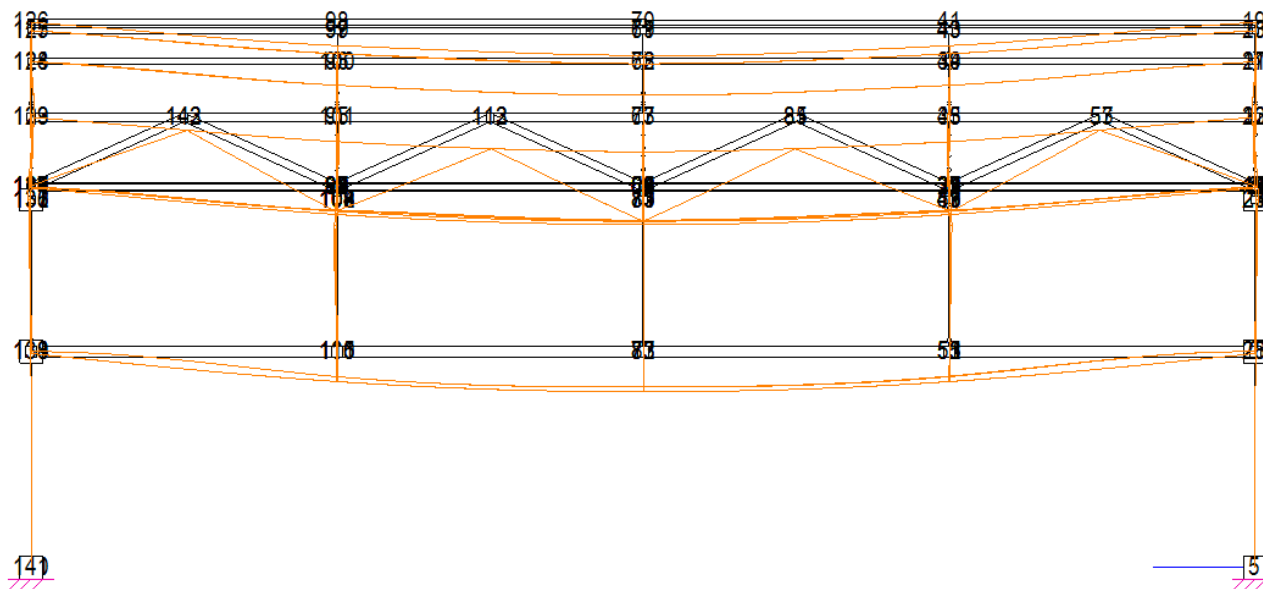




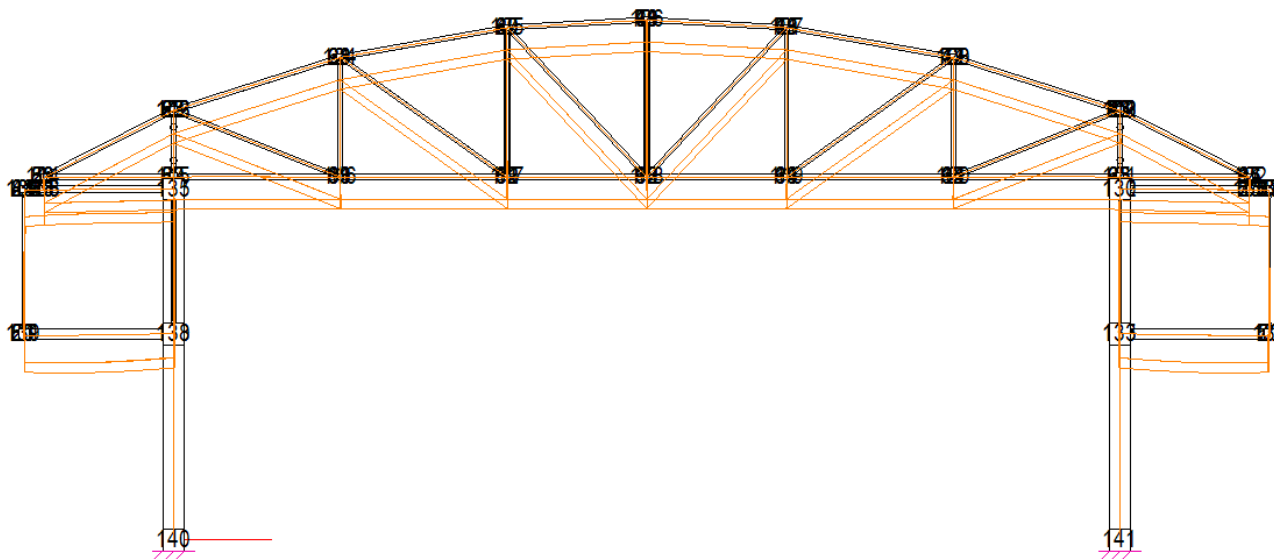
3.2.2 CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO



Para este caso el punto más crítico está en el pórtico del medio, que se desplaza hacia abajo debido a que la SCU sobre las pasarelas hace que en el punto central de éstas sea donde más flecha tenemos. En la siguiente vista de perfil se puede apreciar con más claridad.

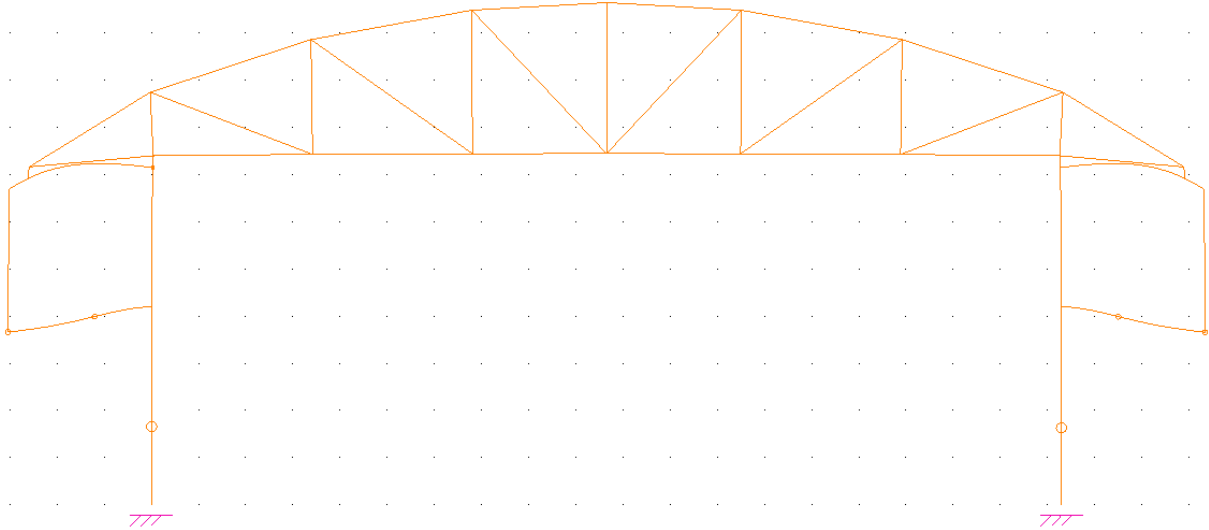


Es por ello que los nudos pertenecientes al pórtico central (del 58 al 83) son los que más desplazamiento vertical experimentan.



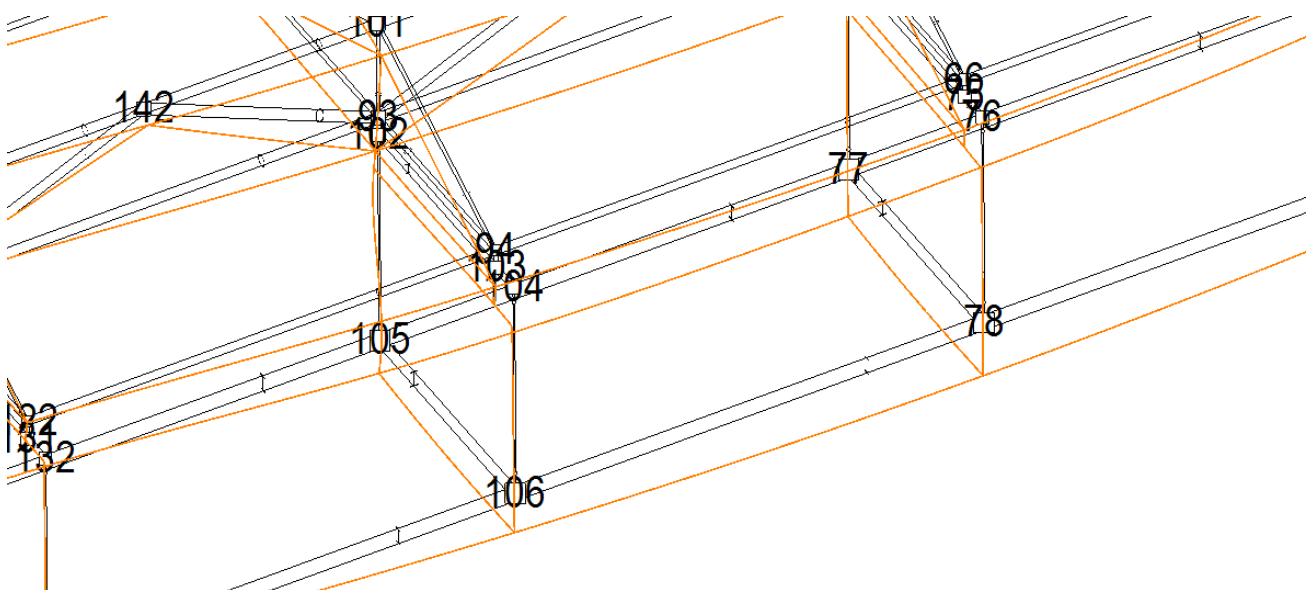
Y además, de estos nudos del pórtico interior central, que son los que más se desplazan negativamente en el eje vertical, los nudos con más desplazamiento son los exteriores de la pasarela, como se puede apreciar en la imagen. Como la diferencia entre los nudos de las barras de la pasarela no es excesiva no es necesario colocar unos tirantes pretensados en los extremos exteriores para igualar estos desplazamientos.

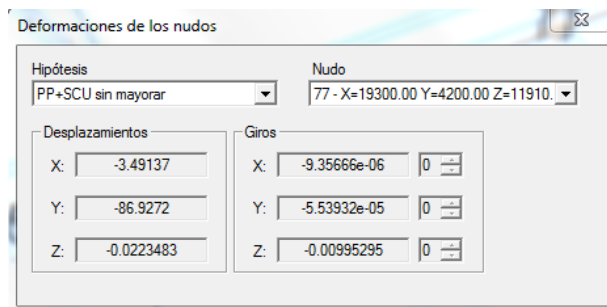
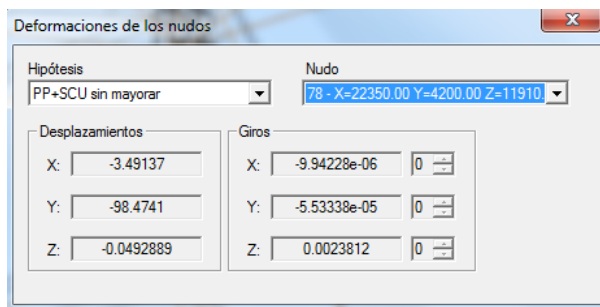
Para verlo con más claridad se va a representar únicamente uno de los pórticos exteriores de esta zona de la estructura, donde la deformada estará ampliada para apreciarla con más claridad, y sólo y únicamente se va a representar la deformada.



Tanto en este pórtico como en el resto de ellos, se puede apreciar que los nudos exteriores de las barras de la pasarela se tienen una mayor flecha, ya que, en este pórtico, los nudos internos están empotrados a las columnas y los externos colgando de la cercha. Este efecto se transmite al resto de pórticos, aunque sean los interiores donde no hay columnas.

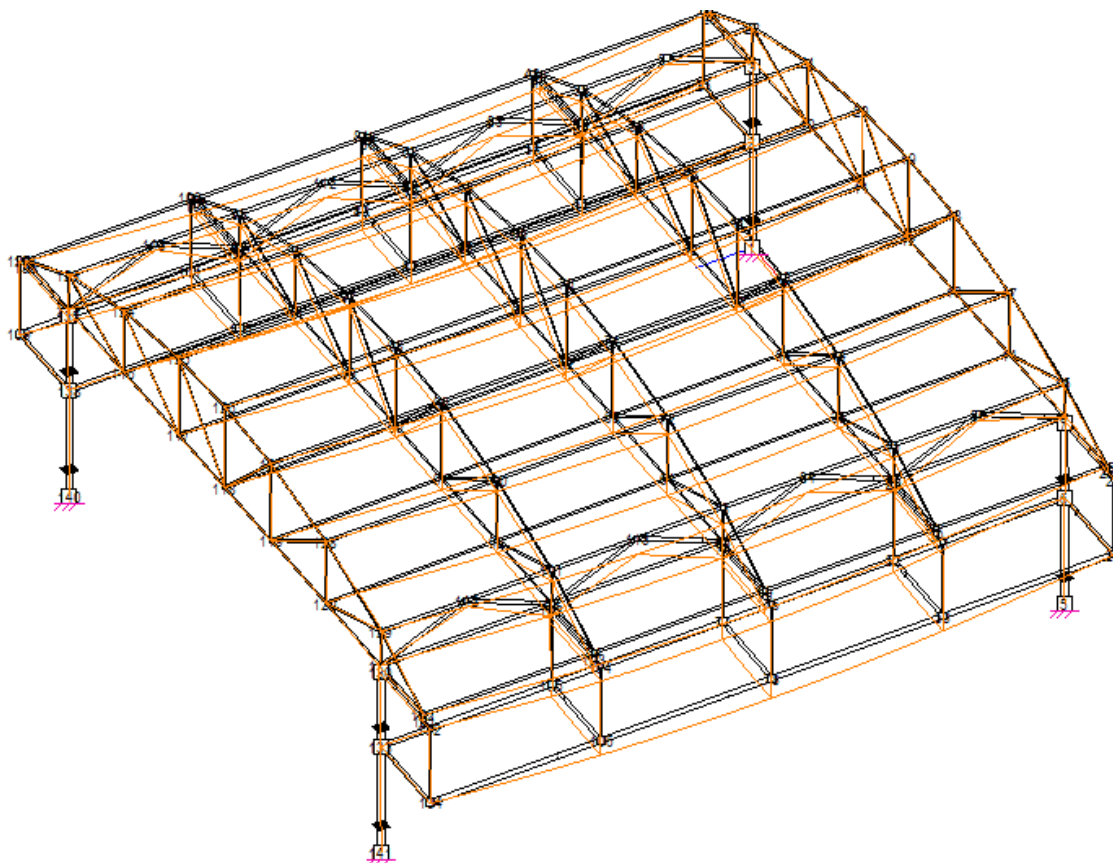
Los nudos que sufren mayores desplazamientos son el 77 y 78, además de sus homólogos de la otra pasarela.

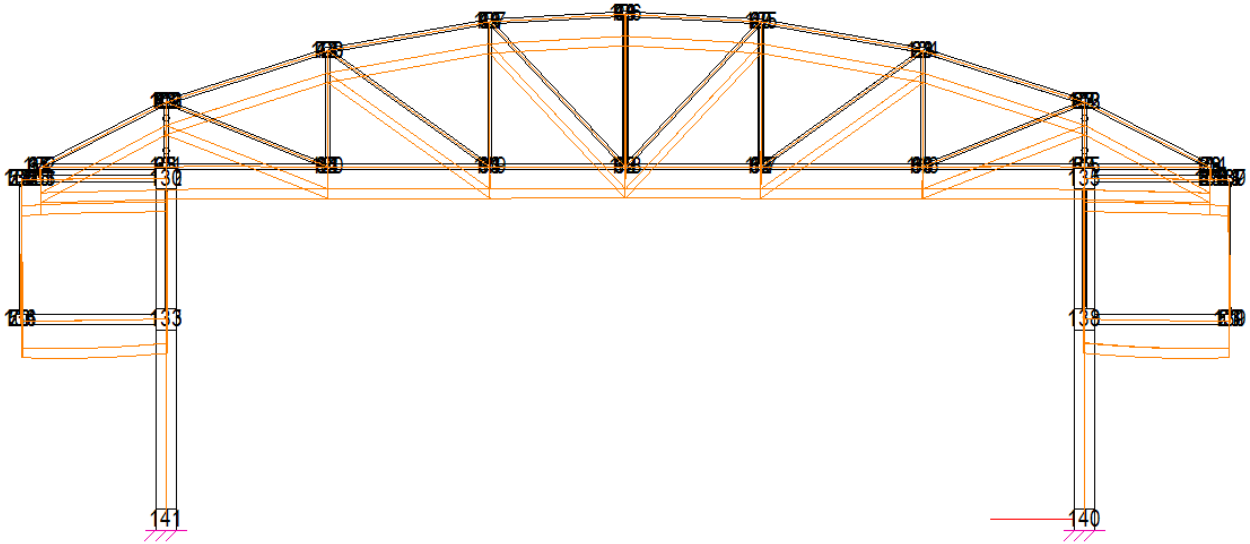
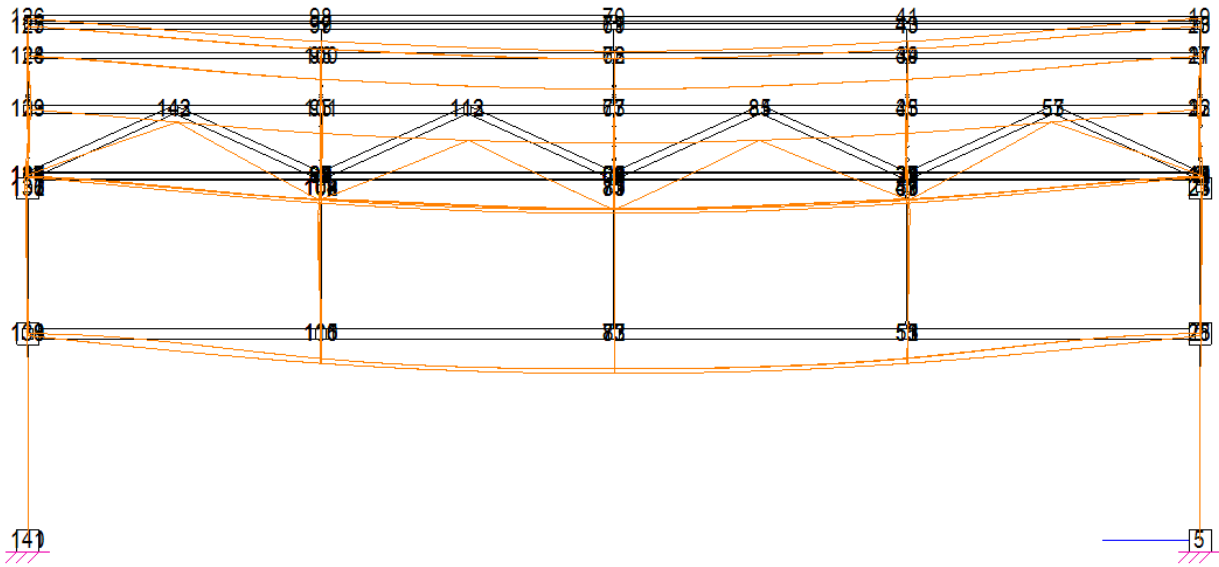




3.2.3 CASO 3: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE

La deformada para este caso de carga es muy similar a la anterior.





Deformaciones de los nudos

Hipótesis: PP+SCU+N sin mayorar

Nudo: 77 - X=19300.00 Y=4200.00 Z=11910.

Desplazamientos		Giros	
X:	-3.59346	X:	-9.6299e-06
Y:	-89.4668	Y:	-5.70114e-05
Z:	-0.0230009	Z:	-0.0102437

Deformaciones de los nudos

Hipótesis: PP+SCU+N sin mayorar

Nudo: 78 - X=22350.00 Y=4200.00 Z=11910.

Desplazamientos		Giros	
X:	-3.59346	X:	-1.02347e-05
Y:	-101.351	Y:	-5.69502e-05
Z:	-0.0507288	Z:	0.00245078

4 RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

En el presente apartado se van a mostrar los resultados obtenidos al someter a la estructura a los distintos casos de cargas anteriormente mencionados.

En el apartado anterior se ha analizado la deformada de la estructura. Para analizar las tensiones, tanto axiales como momentos flectores, producidas en la estructura al estar sometida a las combinaciones de cargas, se ha estudiado considerando el ELU, donde a la hora de hacer las combinaciones de carga las acciones irán mayoradas como se ha comentado anteriormente.

En este apartado se procederá de igual manera. Primeramente se analizarán los casos de carga para el pórtico interior de los edificios (2D) y después para la parte de la estructura que sustentan las pasarelas y unen los dos edificios (3D).

En los elementos que están sometidos a una compresión, hay que tener en cuenta que el programa nos da la tensión mayorada, ya que está teniendo en cuenta el efecto del pandeo mediante el método del coeficiente de reducción de pandeo χ indicado en el Código Técnico de la Edificación (CTE), documento básico SE-A, apartado 6.3.2 para materiales de acero. Para otros materiales no se considera el pandeo, y se supone $\chi=1$.

La longitud de pandeo se toma como $L_P = \beta L$, siendo β un coeficiente que depende de la forma de unión de los extremos de la barra, de acuerdo con la tabla siguiente:

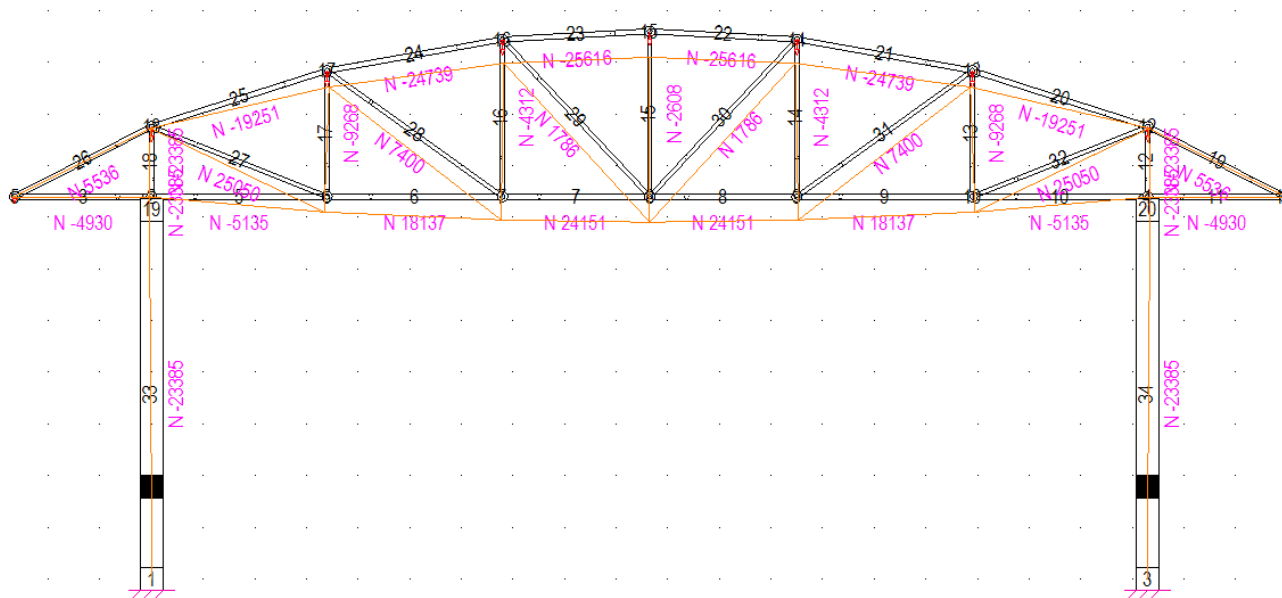
	Traslacional	No traslacional
Barra biarticulada	1.0	1.0
Viga biempotrada	1.0	0.5
Viga empotrada - articulada	2.0	0.7

Nota: Todas las unidades van en N, mm y MPa (N/mm²).

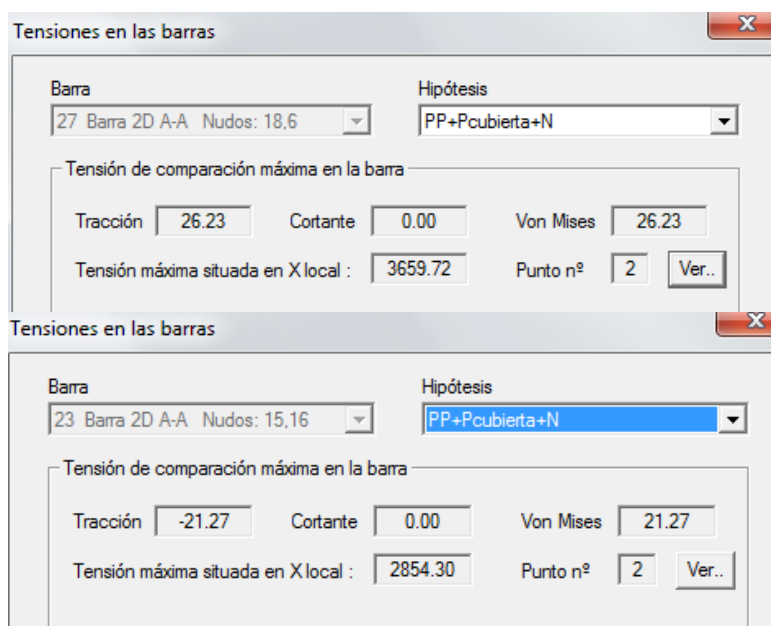
4.1 PORTICO DE LOS EDIFICIOS (2D)

4.1.1 CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE

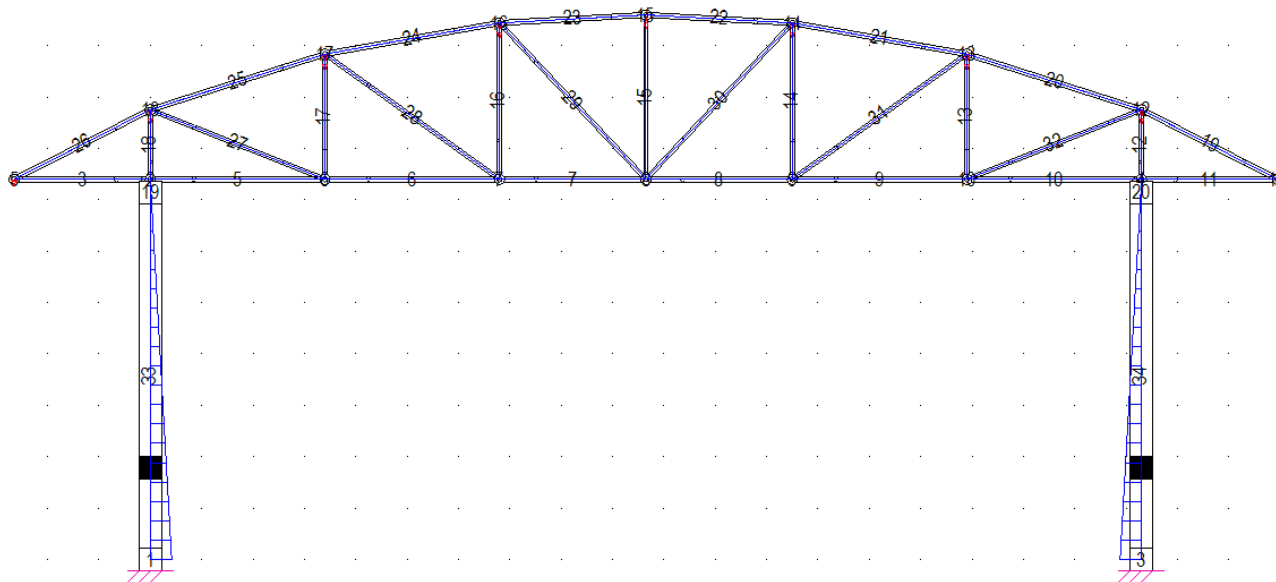
En cuanto a los esfuerzos axiles que tenemos en este pórtico sometido a el presente caso de carga.



Se puede comprobar que la fuerza de compresión que soportarán las columnas del pórtico será de 23385 N. Además tenemos que el axil máximo están soportando las diagonales 27 y 32 (valores iguales), sometidas a un esfuerzo axil de tracción de 25050 N. Por otro lado, el esfuerzo de compresión mayor está en los cordones inferiores del dentro de la celosía, en las barras 22 y 23, con - 25616 N (valores iguales). Hay que recordar que este resultado está mayorado para tener en cuenta el fenómeno de pandeo.



En cuanto a momentos flectores, sólo hay en las columnas. En ningún elemento de la cercha hay, lo que es lógico ya que una celosía es una estructura articulada donde sólo se presentan esfuerzos de axiales.



En las columnas, que son las barras 33 y 34, tenemos unos momentos flectores máximos y mínimos de:

Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+Pcubierta+N Elemento: 33 Viga plana Nudos: 1,19

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	-23384.78	205.38	1519842.064
376.3	-23384.78	205.38	1442552.798
752.6	-23384.78	205.38	1365263.533
1128.9	-23384.78	205.38	1287974.267
1505.3	-23384.78	205.38	1210685.001
1881.6	-23384.78	205.38	1133395.736
2257.9	-23384.78	205.38	1056106.470
2634.2	-23384.78	205.38	978817.204
3010.5	-23384.78	205.38	901527.938

Valores extremos

Axial Max: -23384.8 Min: -23384.8

Cortante Max: 205.384 Min: 205.384

Momento Max: 1.51984e+06 Min: 51346

Sentidos: Puntos: Todos (20)

Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+Pcubierta+N Elemento: 34 Viga plana Nudos: 3,20

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	-23384.78	-205.38	-1519842.064
376.3	-23384.78	-205.38	-1442552.798
752.6	-23384.78	-205.38	-1365263.533
1128.9	-23384.78	-205.38	-1287974.267
1505.3	-23384.78	-205.38	-1210685.001
1881.6	-23384.78	-205.38	-1133395.736
2257.9	-23384.78	-205.38	-1056106.470
2634.2	-23384.78	-205.38	-978817.204
3010.5	-23384.78	-205.38	-901527.938

Valores extremos

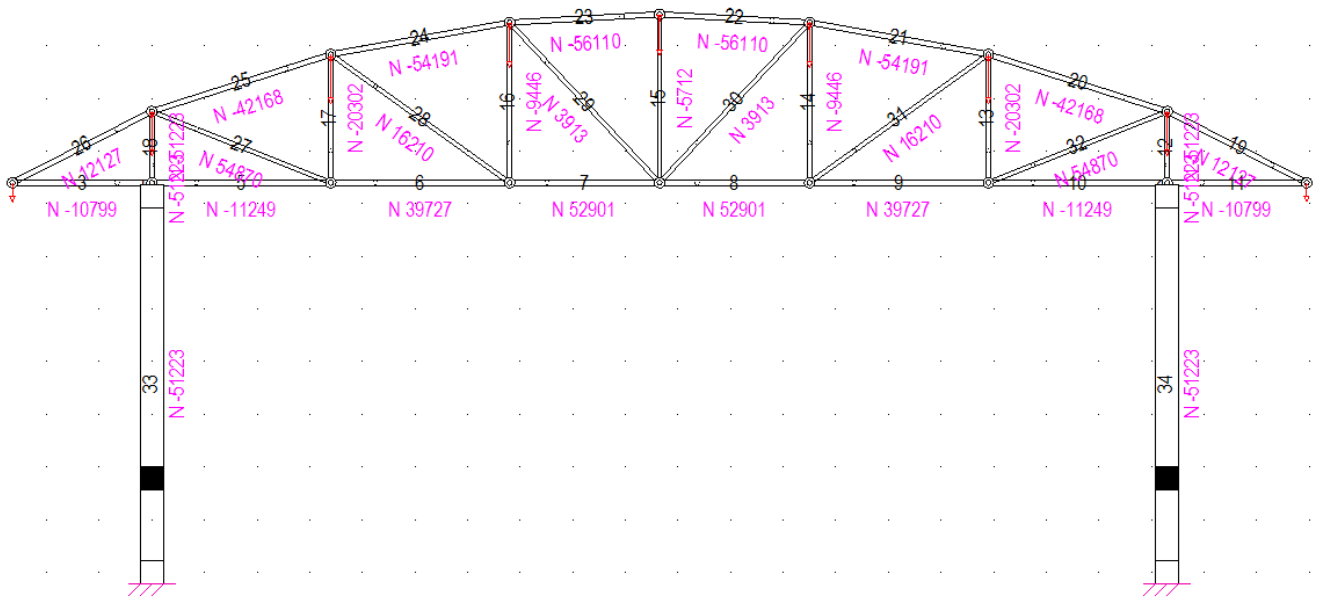
Axial Max: -23384.8 Min: -23384.8

Cortante Max: -205.384 Min: -205.384

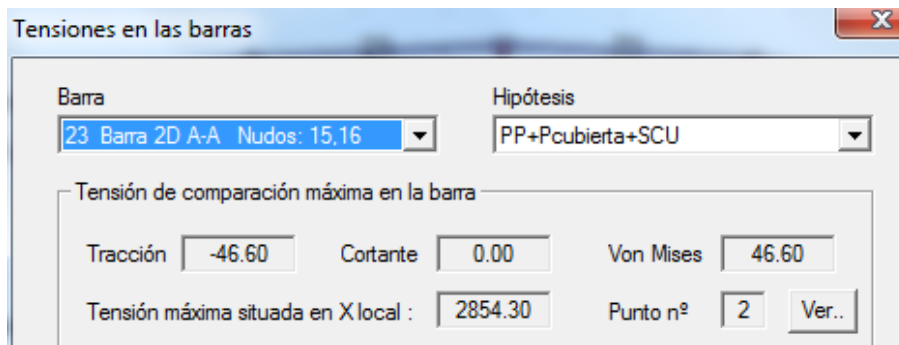
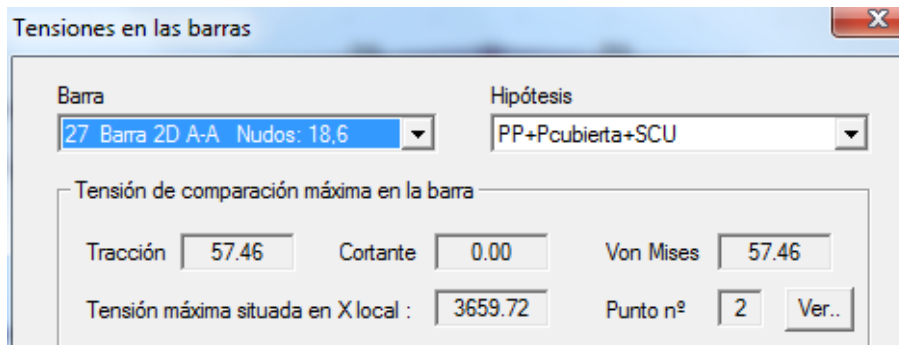
Momento Max: -51346 Min: -1.51984e+06

Sentidos: Puntos: Todos (20)

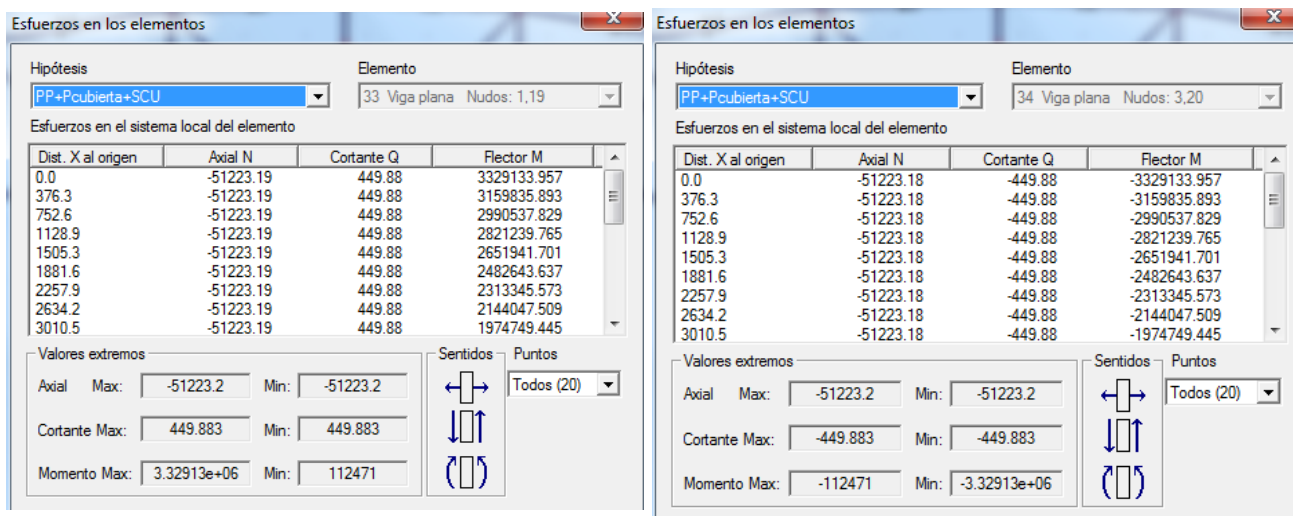
4.1.2 CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO



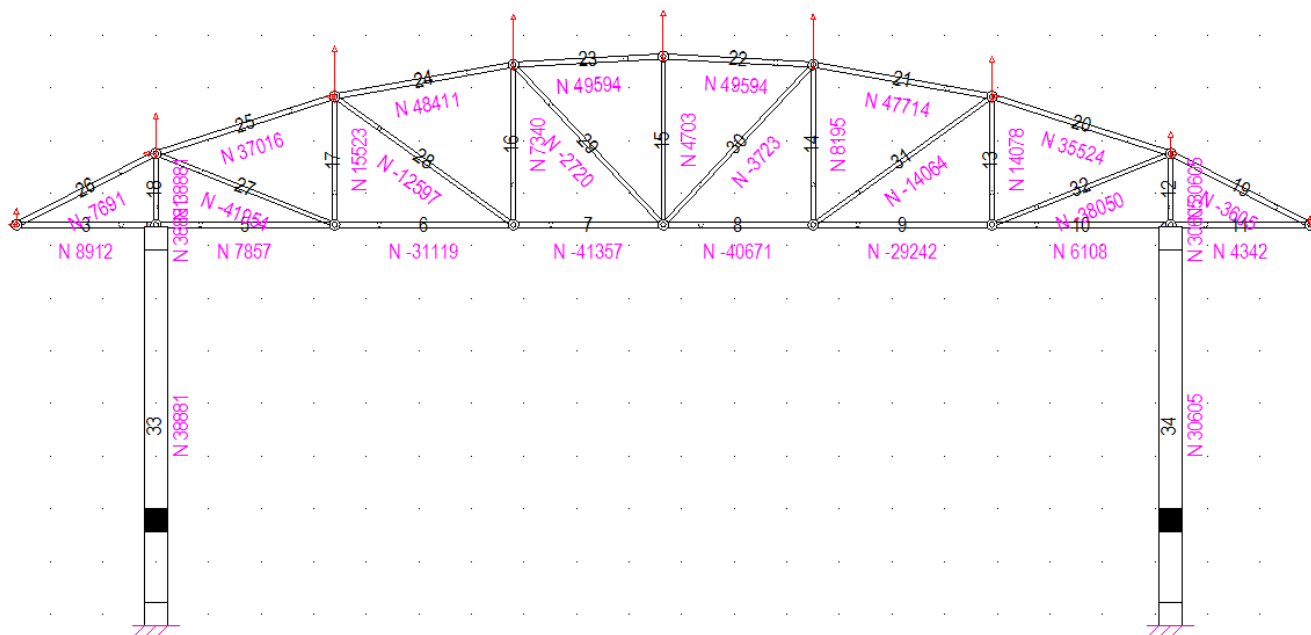
Como se aprecia, el esfuerzo de compresión que soportarán las columnas del pórtico será de 51223 N. Además tenemos que el axil máximo lo están soportando las diagonales 27 y 32 (valores iguales), sometidas a un axil de tracción de 54870 N. Por otro lado, el esfuerzo de compresión mayor está en los cordones inferiores del dentro de la celosía, en las barras 22 y 23, con -56110 N (valores iguales).



En cuanto a los momentos flectores, ocurre lo mismo que para el caso de combinación de carga anterior, lo que cambia es el valor del momento flector que soportarán las columnas del pórtico, siendo este:



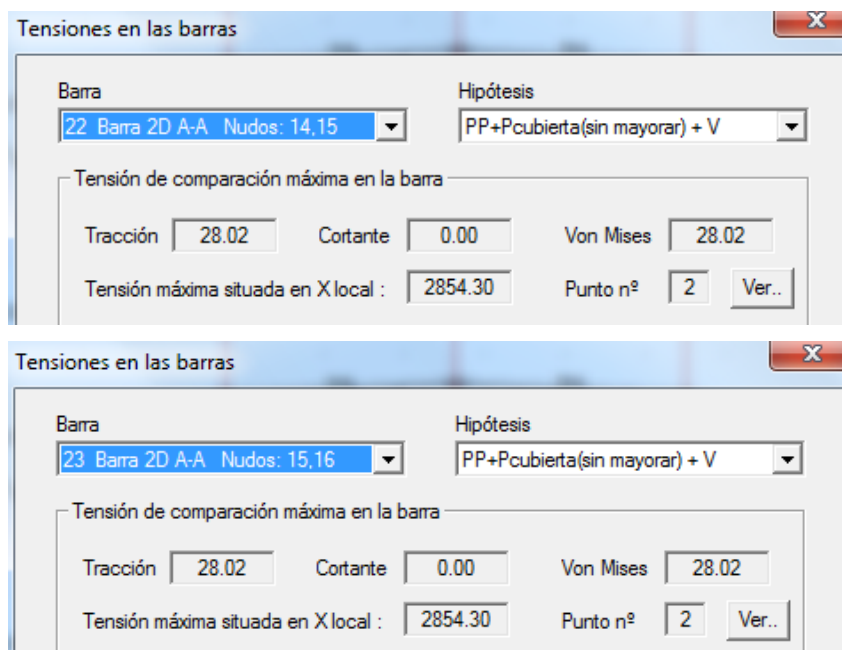
4.1.3 CASO 3: PESO PROPIO Y VIENTO



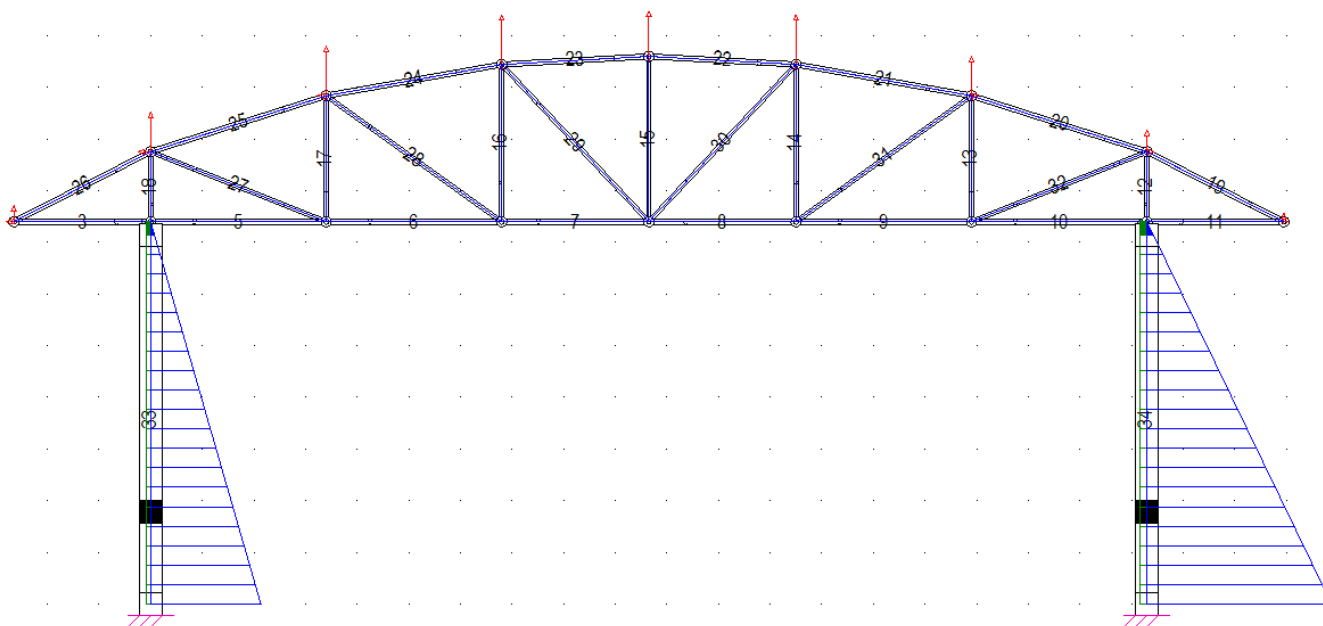
En este caso, como tenemos el efecto de succión producido por el viento, vemos como los pilares estarán sometidos a tracción, y en la parte central de la cercha se invierte lo que se ha visto hasta ahora. En los cordones superiores se encuentran esfuerzos de axial a tracción y en los inferiores a compresión. Al igual que los montantes de la cercha, que estarán sometidos a tracción en vez de comprimidos.

Las tensiones que soportan los elementos no son iguales entre barras simétricas dado que el efecto del viento depende de la dirección del viento.

En las barras 22 y 23 se da el mayor axil de tracción, de 49594 N en ambas (son la excepción de lo comentado antes).



En cuanto a los momentos flectores, pasa algo parecido como en los anteriores casos, ya que la cercha es una estructura articulada.



Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+Pcubierta(sin mayorar) + V
Elemento: 33 Viga plana Nudos: 1.19

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	38880.94	1054.34	7802121.925
376.3	38880.94	1054.34	7405356.834
752.6	38880.94	1054.34	7008591.743
1128.9	38880.94	1054.34	6611826.652
1505.3	38880.94	1054.34	6215061.562
1881.6	38880.94	1054.34	5818296.471
2257.9	38880.94	1054.34	5421531.380
2634.2	38880.94	1054.34	5024766.289
3010.5	38880.94	1054.34	4628001.199

Valores extremos:
Axial Max: 38880.9 Min: 38880.9
Cortante Max: 1054.34 Min: 1054.34
Momento Max: 7.80212e+06 Min: 263585

Esfuerzos en los elementos

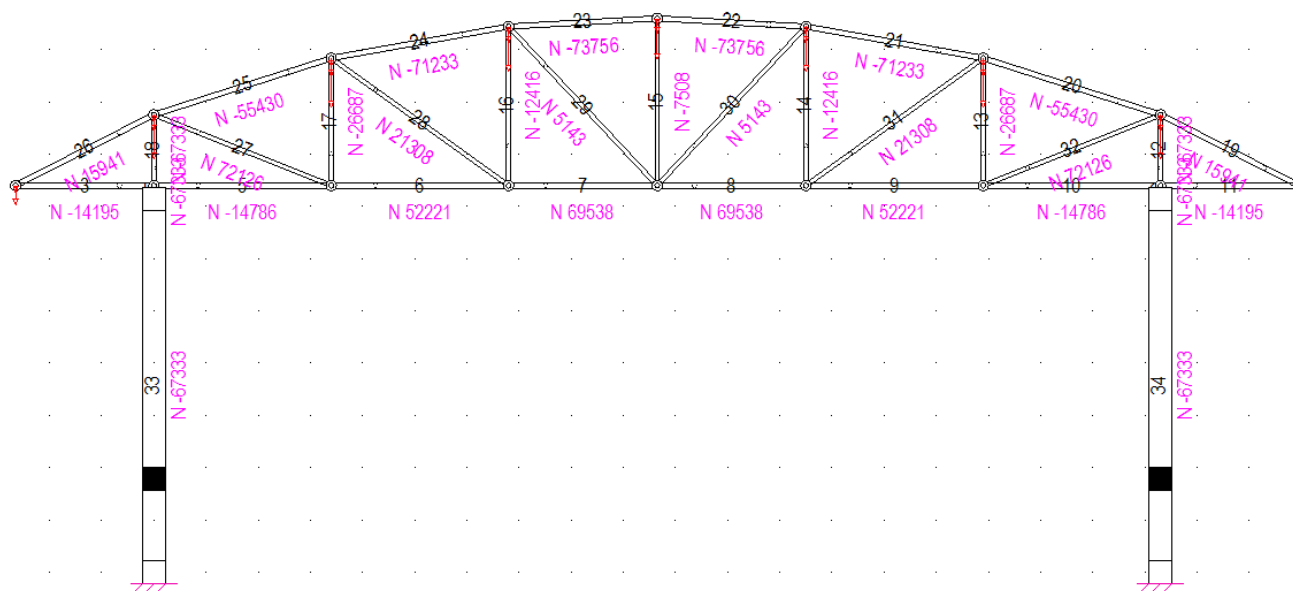
Hipótesis: PP+Pcubierta(sin mayorar) + V
Elemento: 34 Viga plana Nudos: 3.20

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	30604.76	1765.75	13066544.075
376.3	30604.76	1765.75	12402064.771
752.6	30604.76	1765.75	11737585.467
1128.9	30604.76	1765.75	11073106.163
1505.3	30604.76	1765.75	10408626.859
1881.6	30604.76	1765.75	9744147.555
2257.9	30604.76	1765.75	9079668.251
2634.2	30604.76	1765.75	8415188.947
3010.5	30604.76	1765.75	7750709.644

Valores extremos:
Axial Max: 30604.8 Min: 30604.8
Cortante Max: 1765.75 Min: 1765.75
Momento Max: 1.30665e+07 Min: 441437

4.1.4 CASO 4: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE



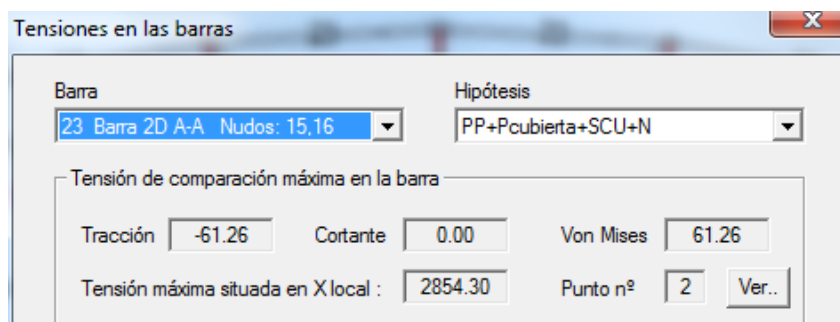
El esfuerzo de compresión que soportarán las columnas del pórtico será de 67333 N. Además tenemos que el axil máximo lo están soportando las diagonales 27 y 32 (valores iguales), sometidas a una fuerza de tracción de 72126 N. Por otro lado, el esfuerzo de compresión mayor está en los cordones inferiores del dentro de la celosía, en las barras 22 y 23, con - 73756 N (valores iguales).

Tensiones en las barras

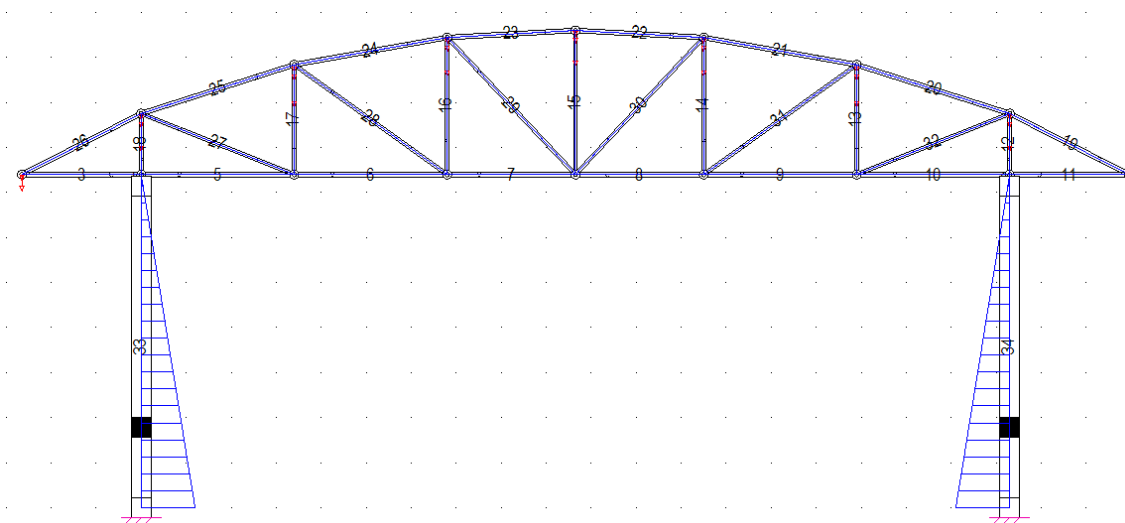
Barra: 27 Barra 2D A-A Nudos: 18.6
Hipótesis: PP+Pcubierta+SCU+N

Tensión de comparación máxima en la barra

Tracción	75.52	Cortante	0.00	Von Mises	75.52
Tensión máxima situada en X local :	3659.72	Punto n°	2	Ver..	



Si nos fijamos en el diagrama de momentos flectores, podemos ver lo que hasta ahora hemos visto.



Donde el único momento flector se da en las columnas, y es:

Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+Pcubierta+SCU+N

Elemento: 33 Viga plana Nudos: 1,19

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	-67332.61	591.37	4376126.039
376.3	-67332.61	591.37	4153584.779
752.6	-67332.61	591.37	3931043.519
1128.9	-67332.61	591.37	3708502.259
1505.3	-67332.61	591.37	3485960.999
1881.6	-67332.61	591.37	3263419.739
2257.9	-67332.61	591.37	3040878.478
2634.2	-67332.61	591.37	2818337.218
3010.5	-67332.61	591.37	2595795.958

Valores extremos

Axial Max: -67332.6 Min: -67332.6

Cortante Max: 591.368 Min: 591.368

Momento Max: 4.37613e+06 Min: 147842

Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+Pcubierta+SCU+N

Elemento: 34 Viga plana Nudos: 3,20

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	-67332.59	-591.37	-4376126.039
376.3	-67332.59	-591.37	-4153584.779
752.6	-67332.59	-591.37	-3931043.519
1128.9	-67332.59	-591.37	-3708502.259
1505.3	-67332.59	-591.37	-3485960.999
1881.6	-67332.59	-591.37	-3263419.739
2257.9	-67332.59	-591.37	-3040878.478
2634.2	-67332.59	-591.37	-2818337.218
3010.5	-67332.59	-591.37	-2595795.958

Valores extremos

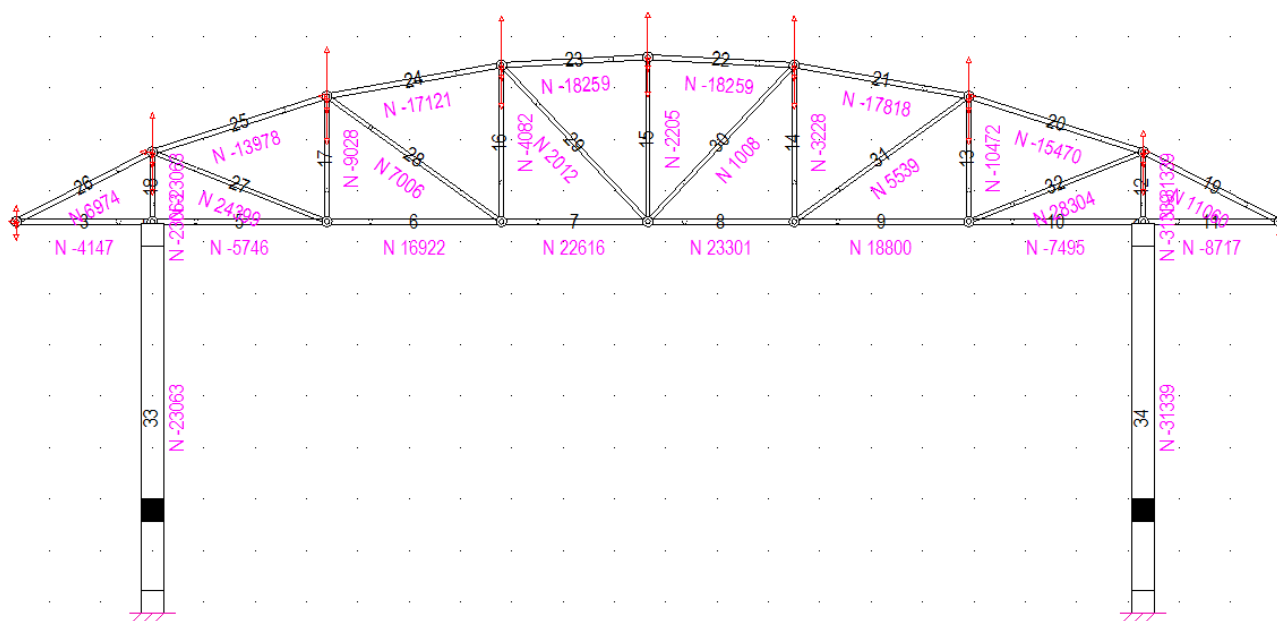
Axial Max: -67332.6 Min: -67332.6

Cortante Max: -591.368 Min: -591.368

Momento Max: -147842 Min: -4.37613e+06

4.1.5 CASO 5: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO, NIEVE Y VIENTO

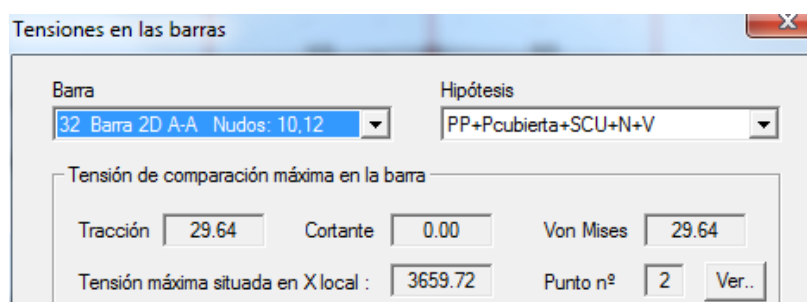
Este caso de carga generará unas tensiones similares al caso 3, ya que interviene el efecto de la acción del viento, aunque la lógica dice que será menos desfavorable para la estructura que el anterior, ya que en este se considera además la carga de nieve y la SCU, que actuarán en sentido opuesto al viento, que es la más restrictiva.

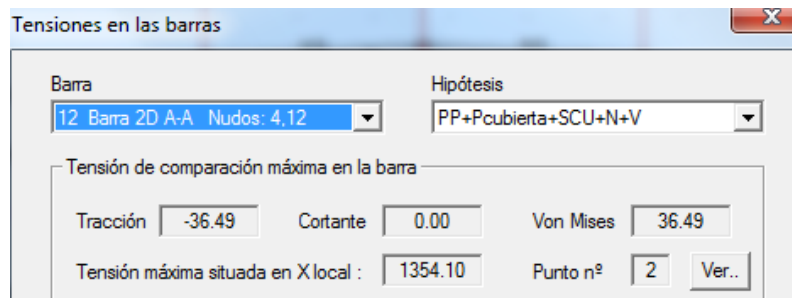


Como en el caso 3, tenemos el efecto de succión producido por el viento. Pero en este presente caso los pilares estarán sometidos a compresión, y en la parte central de la cercha los cordones superiores se encuentran esfuerzos de axil a compresión y en los inferiores a tracción. Los montantes de la cercha, que estarán sometidos a compresión.

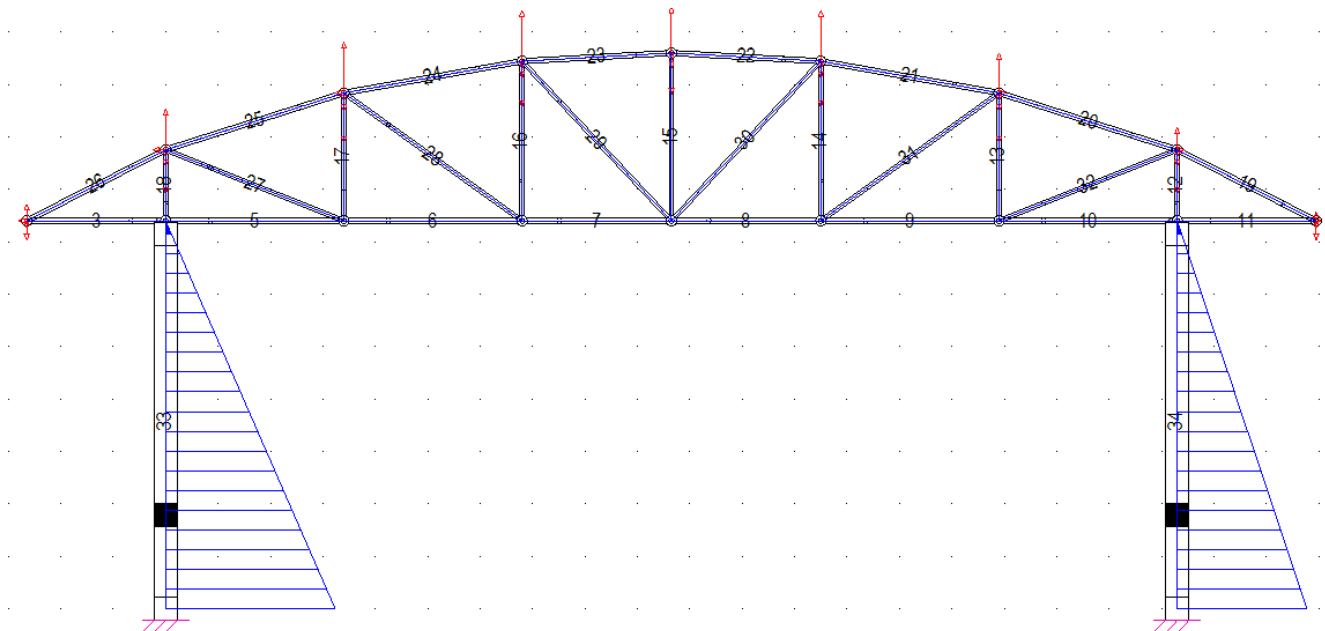
La diferencia con el caso 3 es debida a que la nieve contrarresta el efecto del viento, como la SCU y/o el peso propio.

Para este caso de carga tenemos que la barra que más tensión axial soporta es la nº 32, la que soporta 28304 N. Además los cordones superiores que más compresión están experimentando son el 22 y 23 con 18259 N. Por el contrario, el elemento de la cercha que mayor esfuerzo de compresión está sufriendo es el montante número 12 (*columna derecha*). Éste está experimentando una compresión de 31338 N.





En cuanto a los momentos flectores, pasa algo parecido como en el caso 3, ya que la cercha es una estructura articulada.



Sólo se dan momentos flectores en las columnas del pórtico.

Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+Pcubierta+SCU+N+V
Elemento: 33 Viga plana Nudos: 1,19

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	-23062.57	1598.38	11827995.109
376.3	-23062.57	1598.38	11226500.337
752.6	-23062.57	1598.38	10625005.564
1128.9	-23062.57	1598.38	10023510.791
1505.3	-23062.57	1598.38	9422016.019
1881.6	-23062.57	1598.38	8820521.246
2257.9	-23062.57	1598.38	8219026.474
2634.2	-23062.57	1598.38	7617531.701
3010.5	-23062.57	1598.38	7016036.928

Valores extremos

Axial Max: -23062.6 Min: -23062.6
Cortante Max: 1598.38 Min: 1598.38
Momento Max: 1.1828e+07 Min: 399594

Sentidos: Todos (20)

Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+Pcubierta+SCU+N+V
Elemento: 34 Viga plana Nudos: 3,20

Esfuerzos en el sistema local del elemento

Dist. X al origen	Axial N	Cortante Q	Flector M
0.0	-31338.73	1221.71	9040670.891
376.3	-31338.73	1221.71	8580921.269
752.6	-31338.73	1221.71	8121171.646
1128.9	-31338.73	1221.71	7661422.024
1505.3	-31338.73	1221.71	7201672.402
1881.6	-31338.73	1221.71	6741922.780
2257.9	-31338.73	1221.71	6282173.158
2634.2	-31338.73	1221.71	5822423.536
3010.5	-31338.73	1221.71	5362673.914

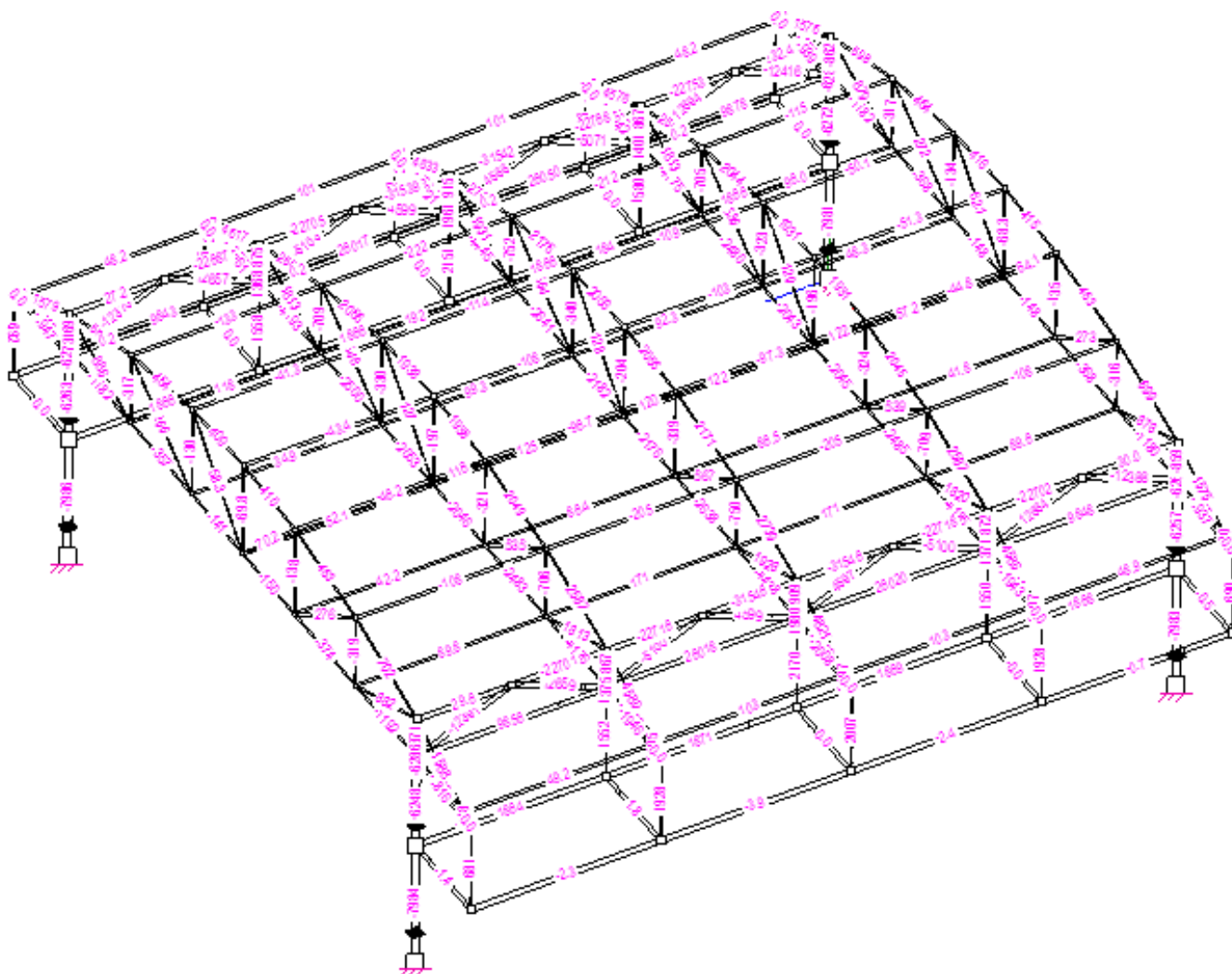
Valores extremos

Axial Max: -31338.7 Min: -31338.7
Cortante Max: 1221.71 Min: 1221.71
Momento Max: 9.04067e+06 Min: 305428

Sentidos: Todos (20)

4.2 ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (3D)

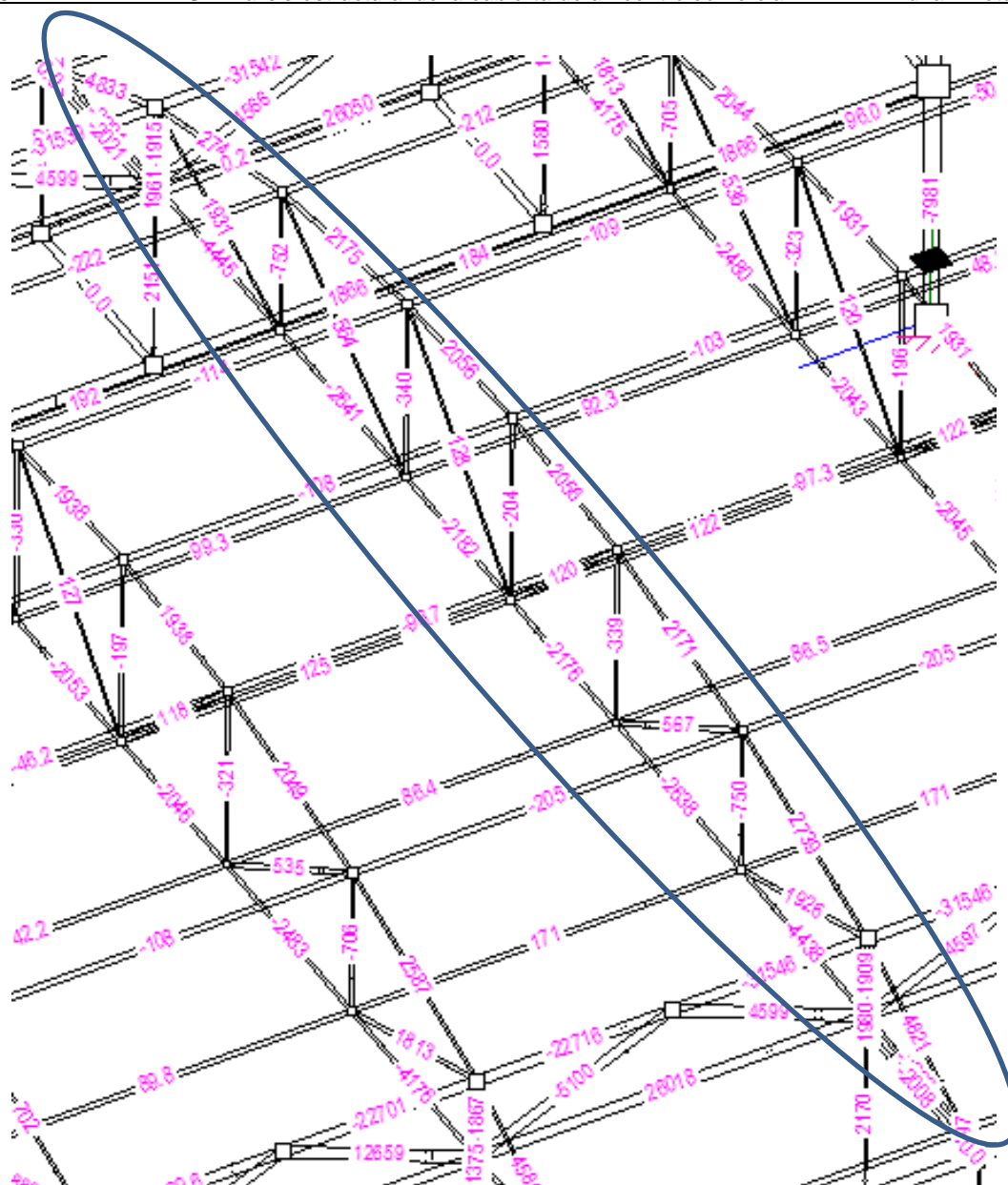
4.2.1 CASO 1: PESO PROPIO Y NIEVE



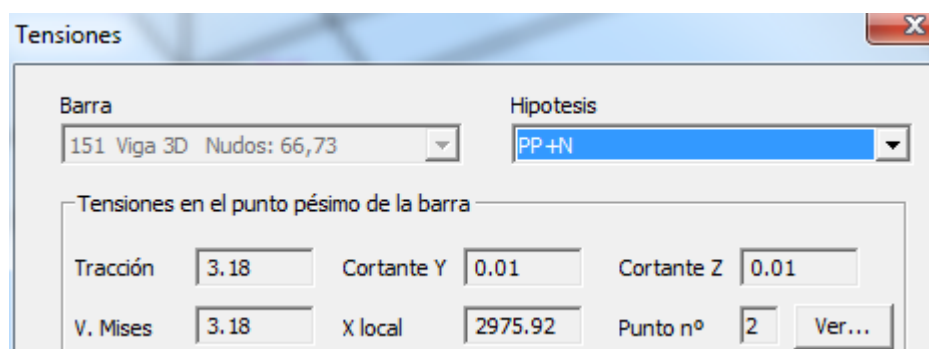
Como no se aprecia con claridad en esta vista en perspectiva, vamos a ir desglosando los resultados de tensiones obtenidos por partes: las columnas, la cercha, las correas, las vigas Warren y por último las pasarelas. Debemos tener en cuenta que en todos los casos de carga el modelo de la estructura será simétrico tanto como geoméricamente como para los resultados de esfuerzos.

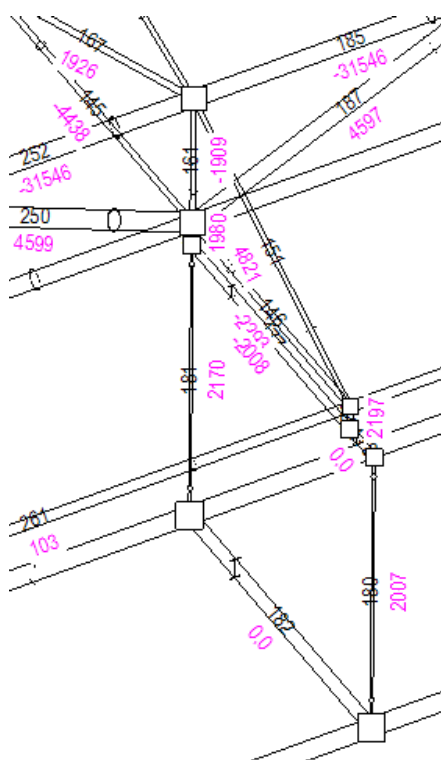
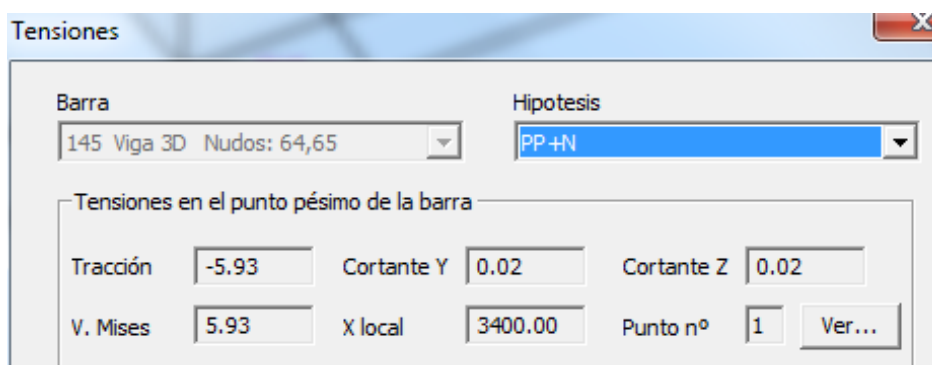
Las columnas soportan una fuerza de compresión máxima, en sus partes inferiores, de -7984 N.

La cercha en la que más esfuerzos soportan sus barras, bien sea por tracción o compresión, es la cercha del pórtico central. En esta imagen se puede apreciar mejor los esfuerzos axiales a los que están sometidas las barras de la cercha central.

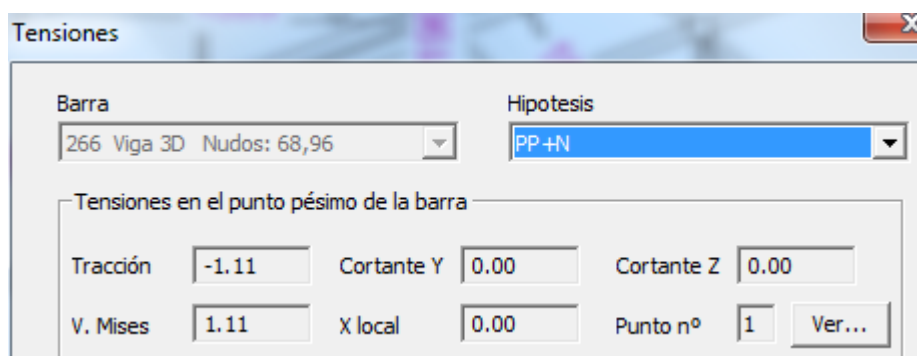


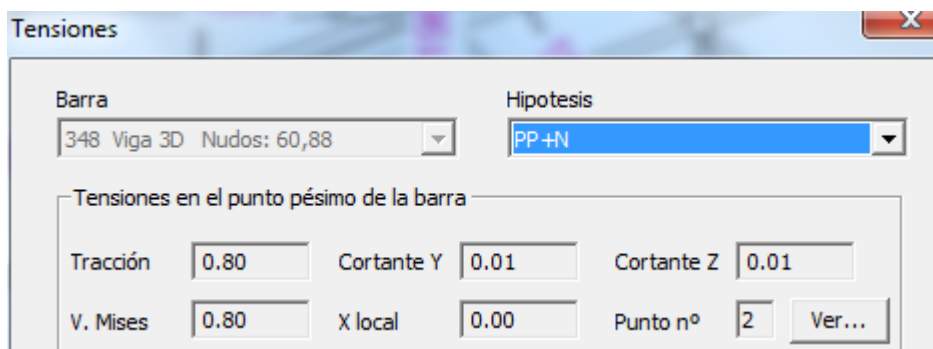
En esta celosía, la tensión axil de tracción máxima se da en las barras 147 y 151, con un valor de 4821 N. Estas barras son los cordones superiores de los extremos de la cercha. Añadir además, que la tensión de compresión máxima se da en las barras 140 y 145, que son los cordones inferiores que se pueden apreciar en la siguiente imagen, con una axil de compresión de -4438 N.





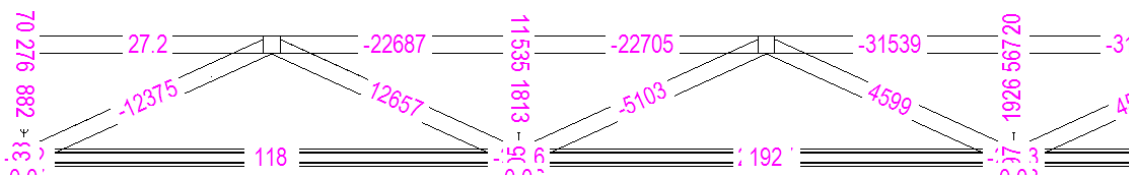
En cuanto a las correas, hay que decir que las que unen los nudos superiores de los pórticos están sometidas a un esfuerzo de compresión, cuyo valor máximo será -222 N, de las correas que unen el pórtico central con sus contiguos. En las correas inferiores pasa parecido, el valor máximo de tensión axial se dará en las correas que unen el pórtico central con los contiguos. Dicho valor máximo de esfuerzo axial será de 192 N. Vamos a ver que tensiones producen estos esfuerzos, aunque no serán muy significativas, ya que son de valor pequeño.





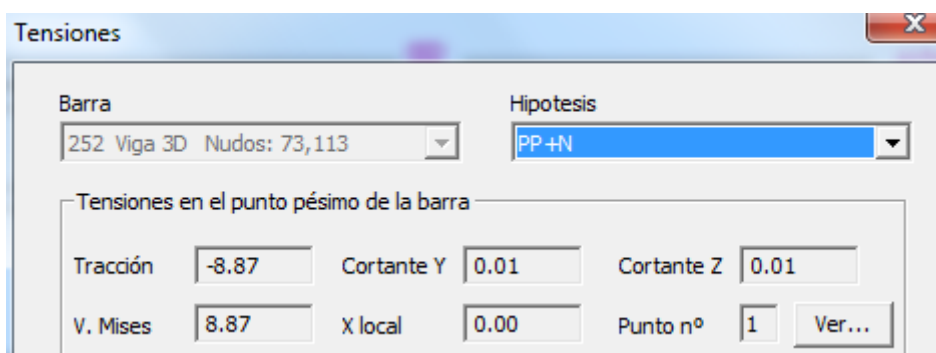
Como todas las correas poseen las mismas propiedades, basta con analizar las correas donde se dan los máximos valores de tracción y compresión para ver si éstas soportarán los esfuerzos producidos por el caso de carga.

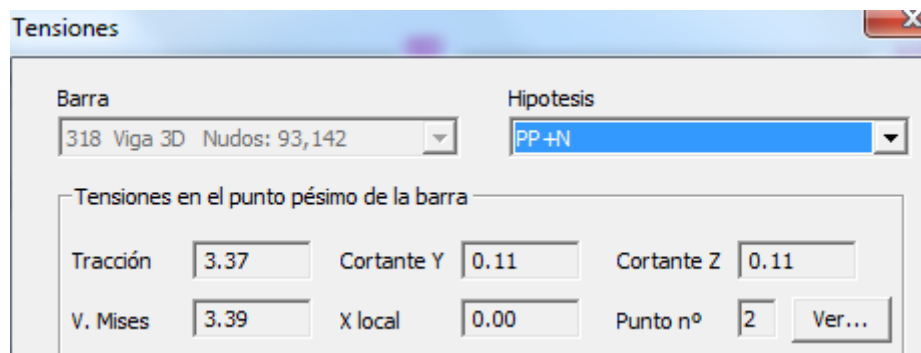
Para analizar la viga Warren se puede apreciar claramente desde el perfil de la estructura. En la siguiente imagen sólo se muestra media viga, ya que al ser muy larga no se ve con gran detalle entera. Además añadir que los resultados de esfuerzos en las barras son simétricos respecto a su eje central, que coincide con el pórtico central de la estructura, al igual que su geometría. Es por ello por lo que podemos seccionar la viga Warren y ver claramente cuáles son los esfuerzos a los que está sometido cada uno de sus elementos.



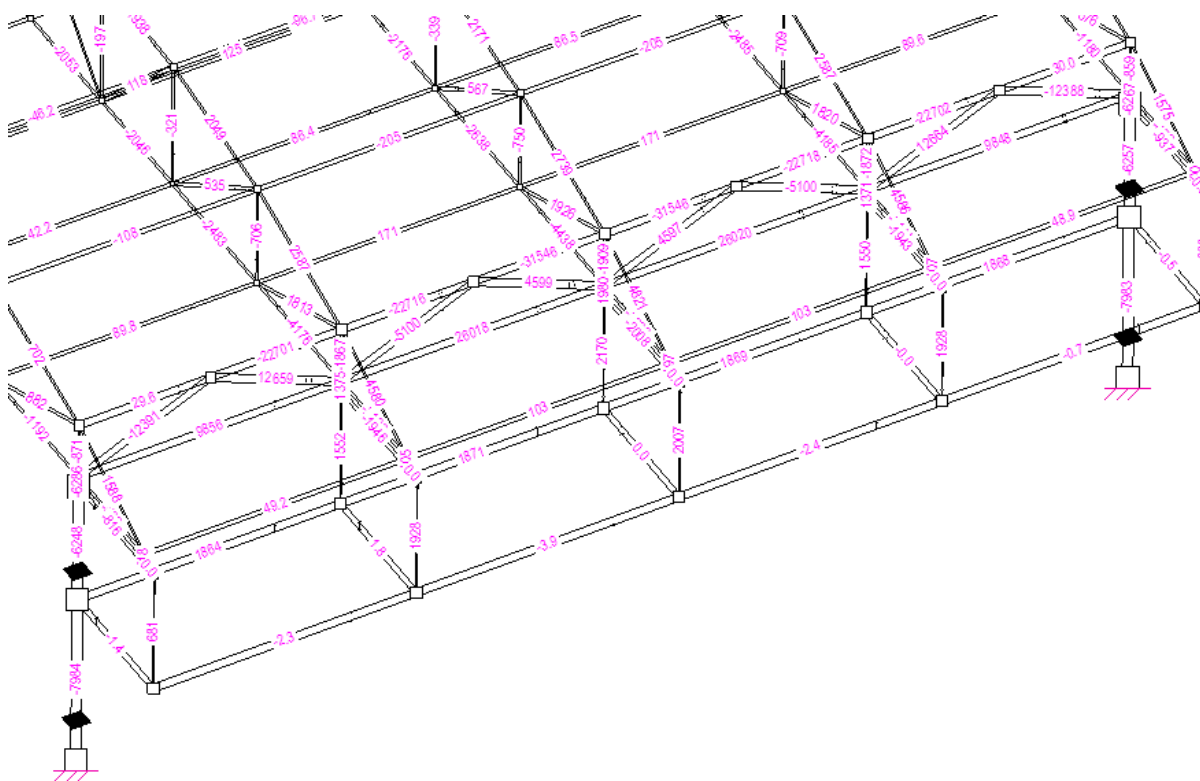
Como es de prever, los cordones superiores estarán comprimidos, excepto los más de los extremos, donde se da el valor máximo de compresión que será de -31539 N. Por otra parte los cordones inferiores estarán sometidos a tensión de tracción, aunque no es aquí donde se dará el axil máximo. El esfuerzo de tracción se dará en una de sus diagonales, entre los pórticos exteriores y los siguientes, con un valor de 12657 N.

Nota: todos los elementos de la viga Warren; cordones y diagonales, poseen las mismas características geométricas y físicas, excepto los montantes que se analizan junto a los pórticos, ya que forman parte de ellos.

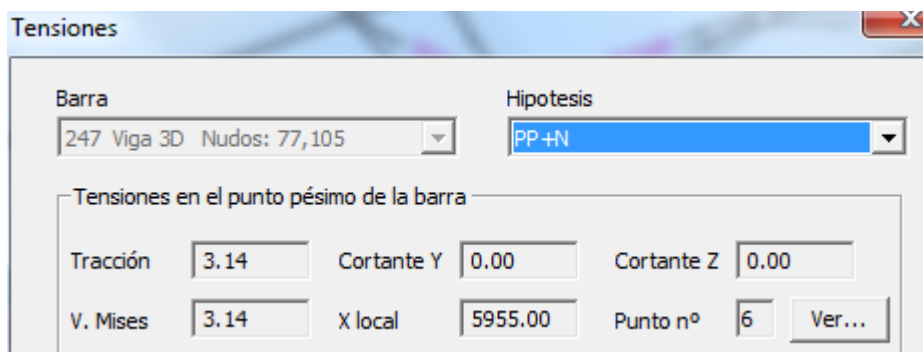


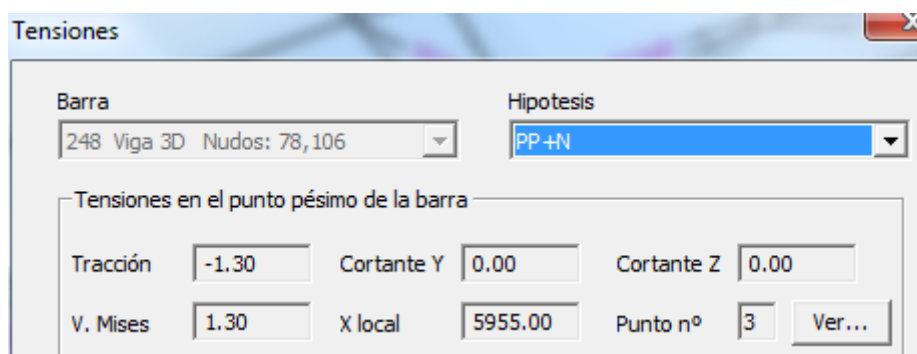


Para terminar con los esfuerzos axiales, se va a centrar la atención en las pasarelas, las vigas que las componen y las barras mediante las que se sustentan a la cercha.



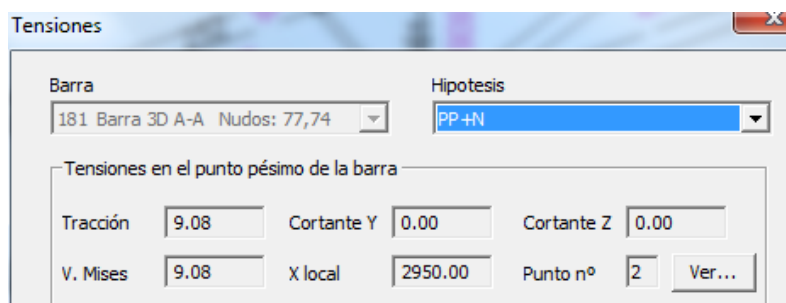
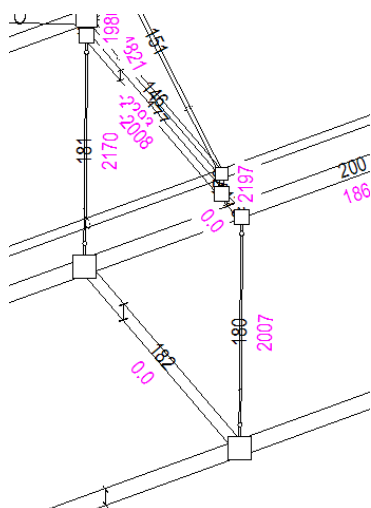
Como se puede apreciar, el valor máximo de esfuerzo axial de tracción que soportan las vigas IPE de la pasarela son 1871 N aproximadamente y el de compresión es muy pequeño, tan solo - 3'9 N.





De las barras que, haciendo las veces de tirantes, sujetan la pasarela a la cercha, las que está sometida a un mayor esfuerzo axial de tracción, como es lógico, son las que están en el pórtico central y a su vez sujetando la zona central de la pasarela. El valor máximo de fuerza axial a tracción que resulta es de 2170 N.

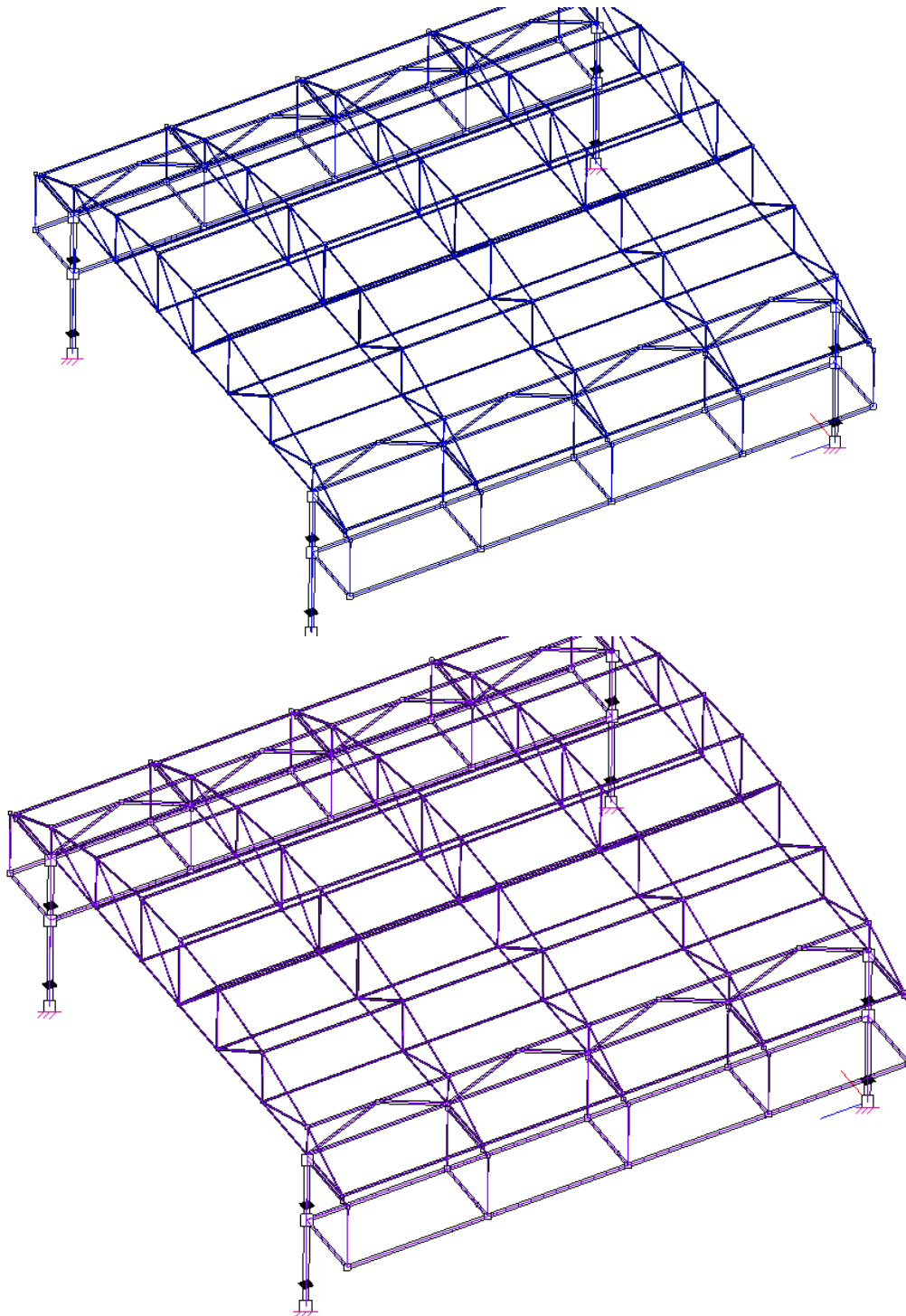
Nota: todas estas barras que sujetan las pasarelas son de iguales propiedades geométricas y físicas, por lo que bastará con analizar la que mayor esfuerzo está soportando.



En cuanto a los momentos flectores, hemos de tener presente los momentos en ambos ejes, ya que este modelo se trata de una estructura 3D. Es por ello que analizaremos tanto los momentos flectores en el eje Y como en el eje Z. Primeramente analizaremos los momentos flectores con respecto el eje Y, y por último con respecto el eje Z.

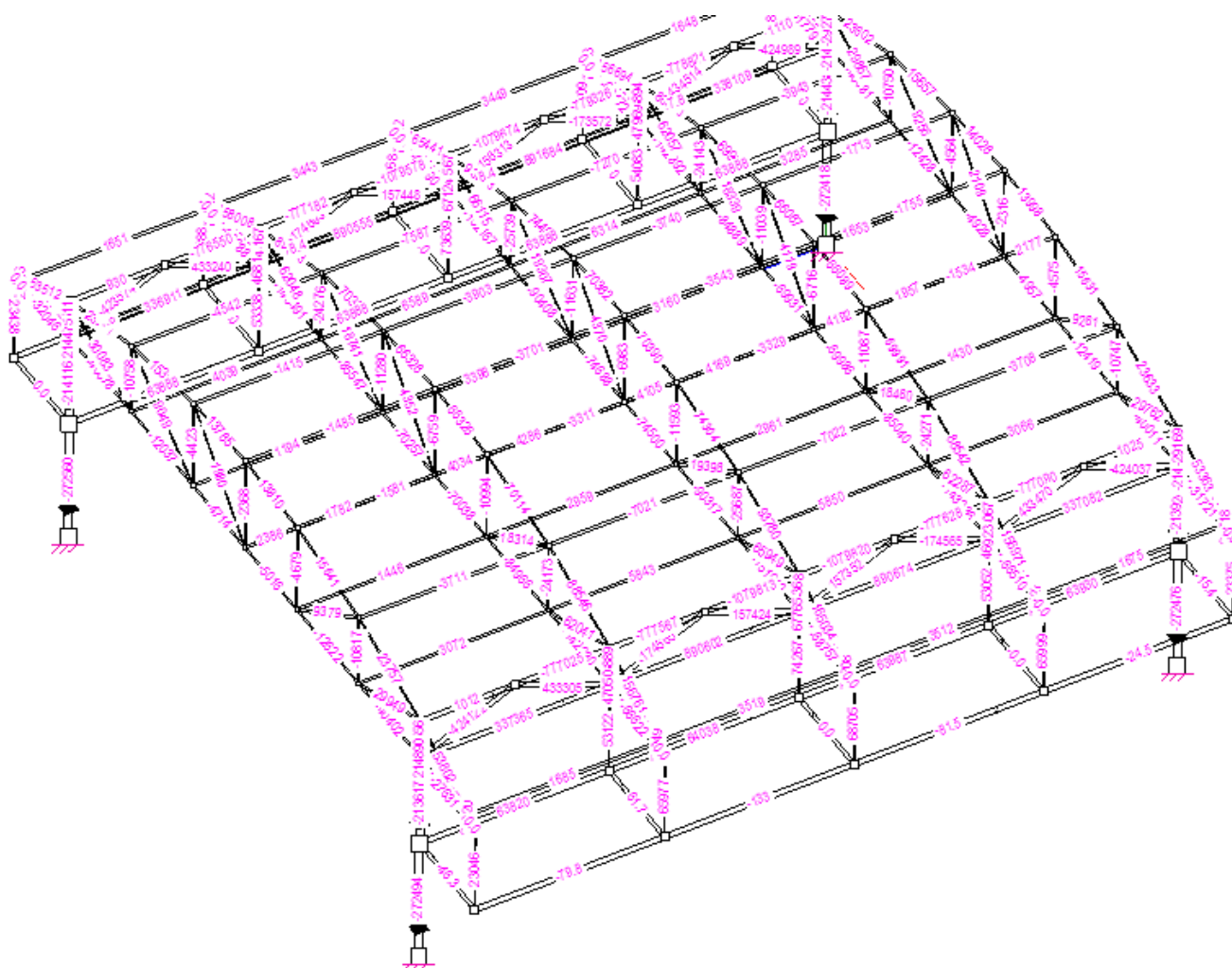
Como conclusión general de los resultados de esfuerzos axiales, se ha podido comprobar que ningún elemento de la estructura soporta una tensión superior a su límite elástico, por lo que la estructura será estable y soportará sin colapsar en el ELU.

Nota: Los diagramas de momentos flectores respecto al eje Y estarán representados en azul y los momentos respecto al eje Z en morado.



Como se puede apreciar en los diagramas de momentos flectores, tanto del eje Y como del Z, no se aprecia ningún momento de relevancia para este caso de combinación de carga.

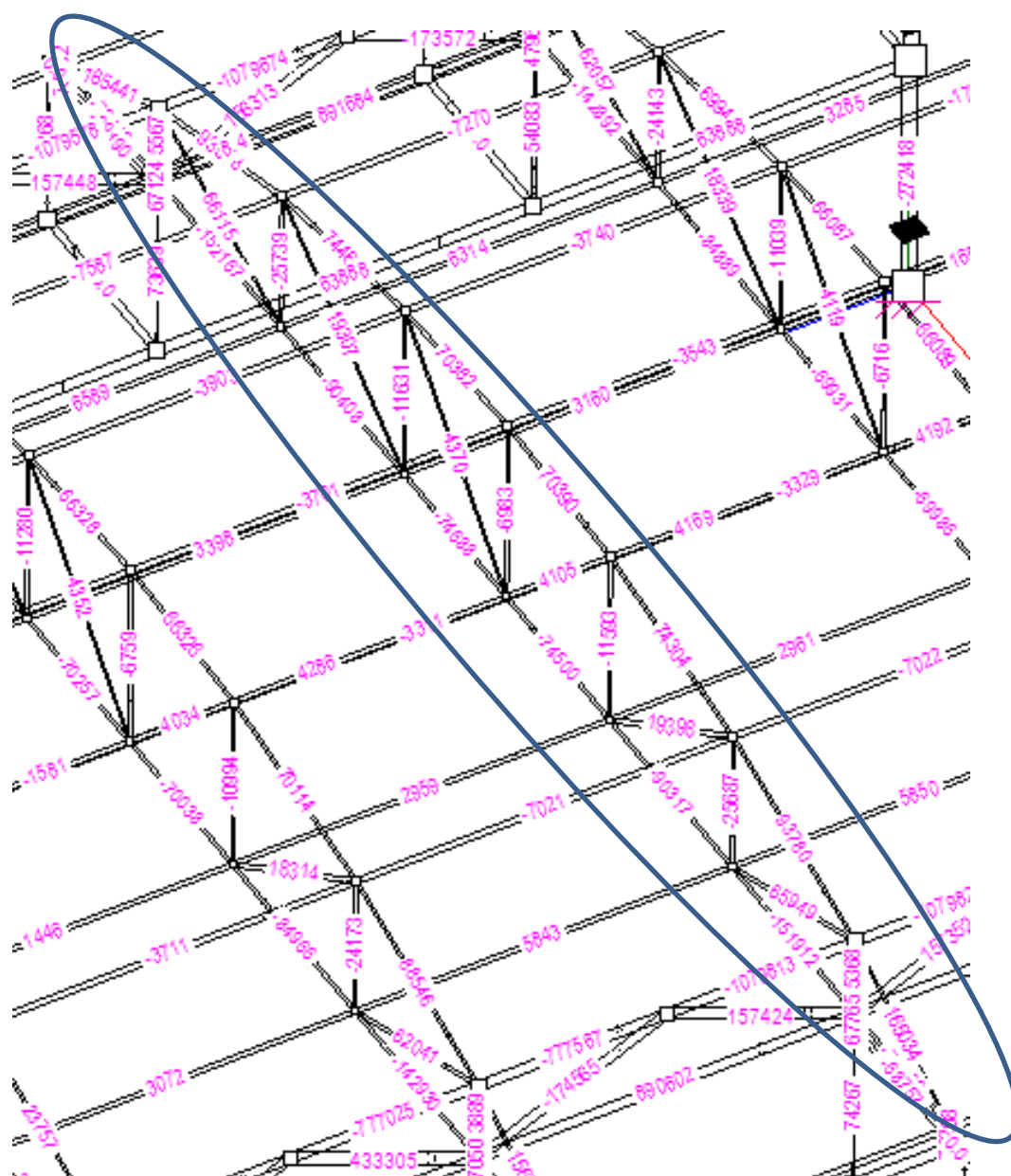
4.2.2 CASO 2: PESO PROPIO Y SOBRECARGA DE USO



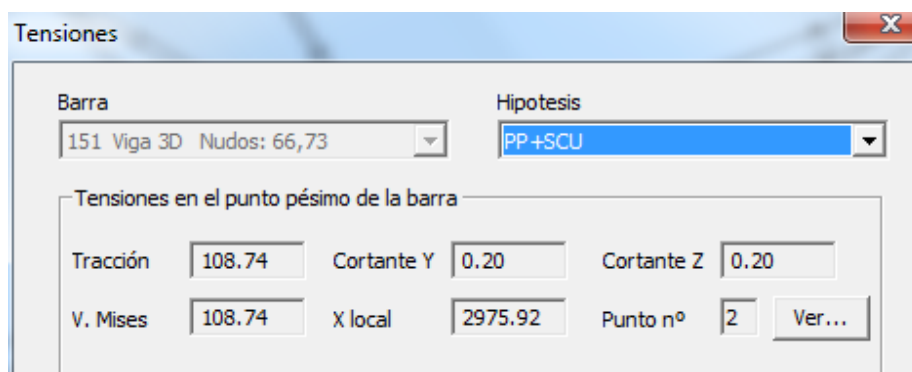
Como no se aprecia con claridad en esta vista en perspectiva, vamos a ir desglosando los resultados de tensiones obtenidos por partes, como se ha realizado en el apartado anterior: las columnas, la cercha, las correas, las vigas Warren y por último las pasarelas. Debemos tener en cuenta que en todos los casos de carga el modelo de la estructura será simétrico.

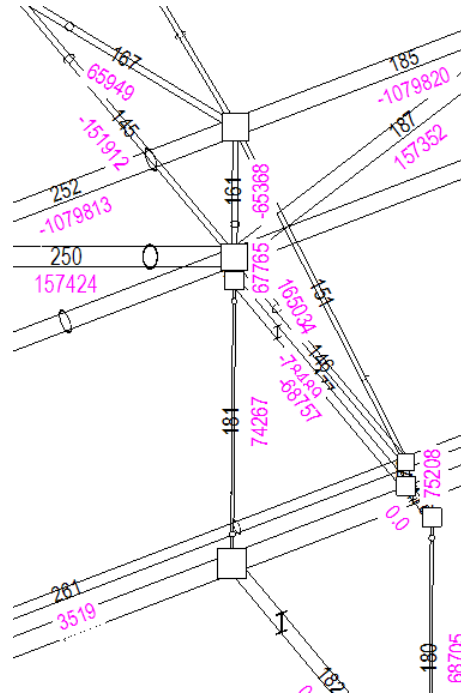
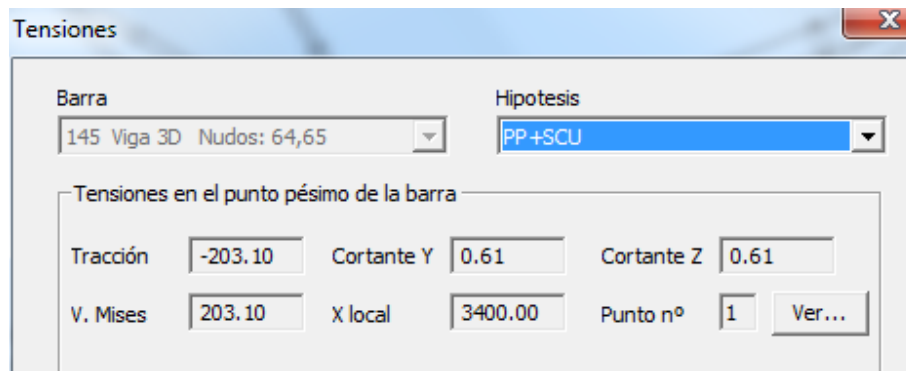
Las columnas soportan una fuerza de compresión máxima, en sus partes inferiores, de 272494 N.

La cercha en la que más esfuerzos soportan sus barras es la cercha del pórtico central. En esta imagen se puede apreciar mejor los esfuerzos axiales a los que están sometidas las barras de la cercha central.

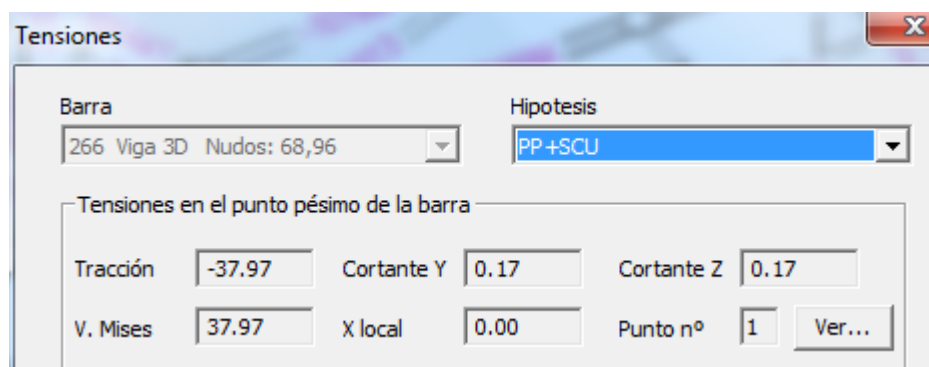


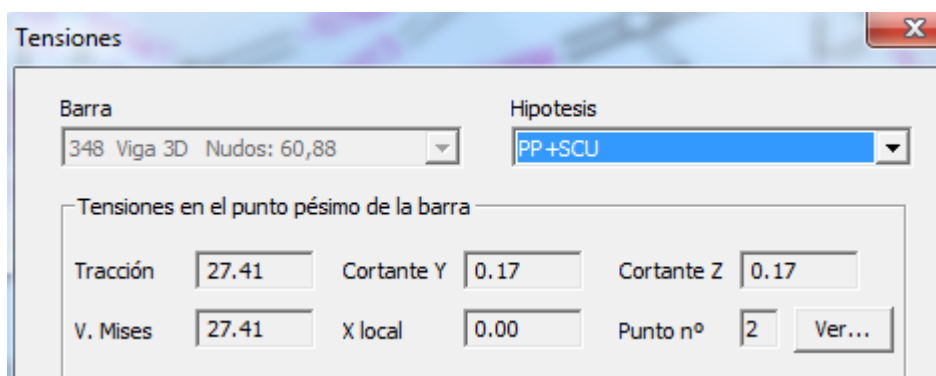
En esta celosía, la tensión axil de tracción máxima se da en las barras 147 y 151, con un valor de 165034 N. Estas barras son los cordones superiores de los extremos de la cercha. Añadir además, que la tensión de compresión máxima se da en las barras 140 y 145, que son los cordones inferiores que se pueden apreciar en la siguiente imagen, con una axil de compresión de -151912 N.





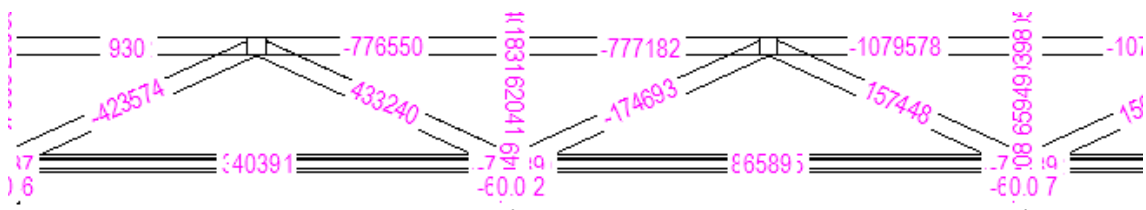
En cuanto a las correas, hay que decir que las que unen los nudos superiores de los pórticos están sometidas a un esfuerzo de compresión, cuyo valor máximo será -7587 N, que se da en las correas que unen el pórtico central con sus contiguos. En las correas inferiores pasa parecido, el valor máximo de tensión axial a tracción se dará en las correas que unen el pórtico central con los contiguos. Dicho valor máximo de esfuerzo axial será de 6589 N. Vamos a ver que tensiones producen estos esfuerzos.





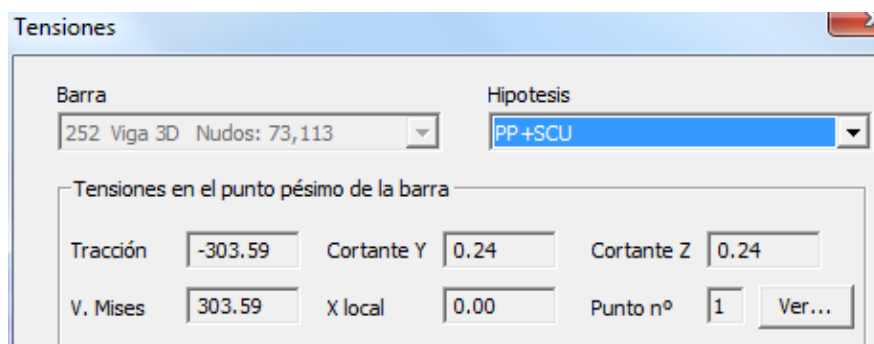
Como todas las correas poseen las mismas propiedades, basta con analizar las correas donde se dan los máximos valores de tracción y compresión para ver si éstas soportarán los esfuerzos producidos por el caso de carga.

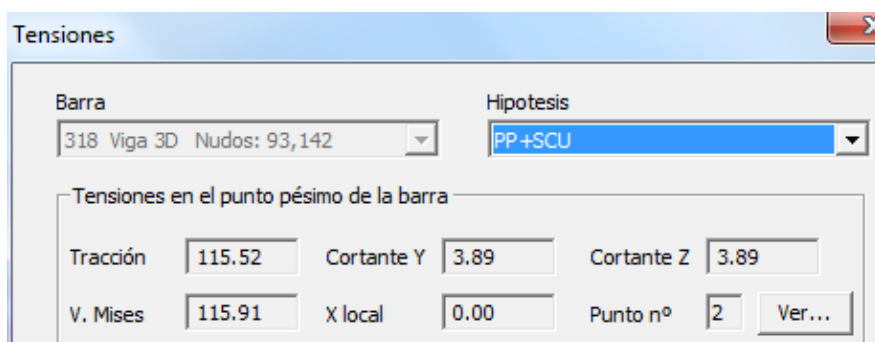
La viga Warren se puede apreciar con claridad desde el perfil de la estructura. En la siguiente imagen sólo se muestra media viga, ya que al ser muy larga no se ve con gran detalle entera. Además añadir que los resultados de esfuerzos en las barras son simétricos respecto a su eje central, que coincide con el pórtico central de la estructura, al igual que su geometría. Es por ello por lo que podemos seccionar la viga Warren y ver claramente cuáles son los esfuerzos a los que está sometido cada uno de sus elementos.



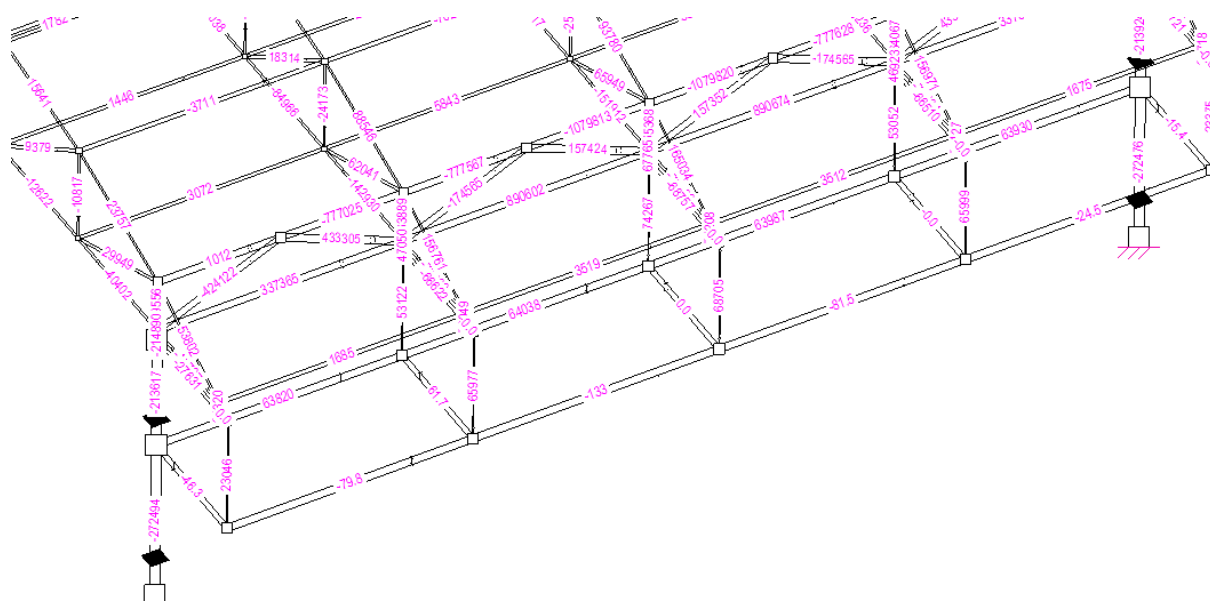
Como era de prever, los cordones superiores estarán comprimidos, excepto los más de los extremos, donde se da el valor máximo de compresión que será de -1079578 N. Por otra parte los cordones inferiores estarán sometidos a tensión de tracción, aunque no es aquí donde se dará el axil máximo. El esfuerzo de tracción máximo se da en una de sus diagonales, entre los pórticos exteriores y los siguientes, con un valor de 433240 N.

Nota: todos los elementos de la viga Warren; cordones y diagonales, poseen las mismas características geométricas y físicas, excepto los montantes que se analizan junto a las cerchas de pórticos, ya que forman parte de ellos.

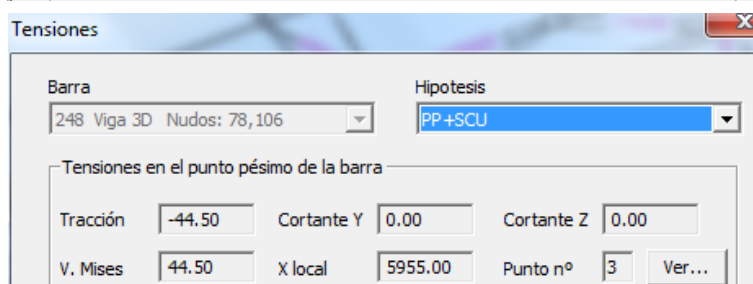
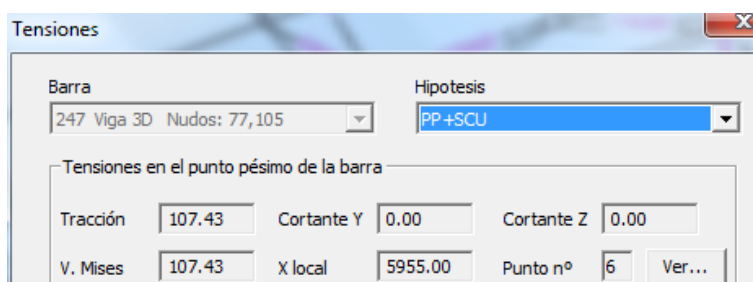




Para terminar de examinar los resultados de los esfuerzos axiales, se va a centrar la atención en las pasarelas, las vigas que las componen y las barras mediante las que se sustentan a la cercha.

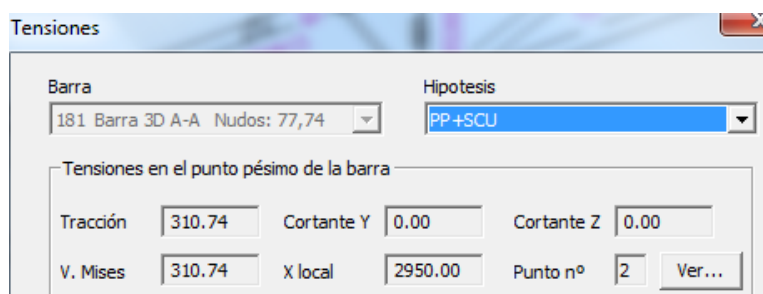
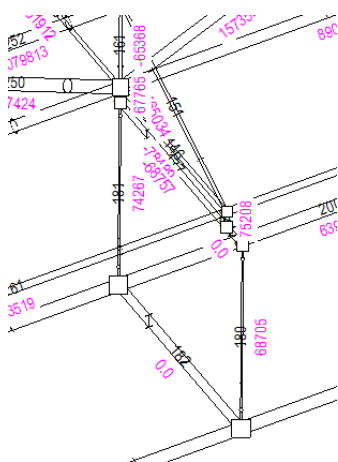


El valor máximo de esfuerzo axil de tracción que soportan las vigas IPE de la pasarela son 64038 N aproximadamente, y el de compresión es tan solo -133 N.



De las barras que, haciendo las veces de tirantes, sujetan la pasarela a la cercha, las que están sometidas a un mayor esfuerzo axial de tracción, como es lógico, son las que están en el pórtico central y a su vez sujetando la zona central de la pasarela. El valor máximo de fuerza axial a tracción que resulta es de 74267 N.

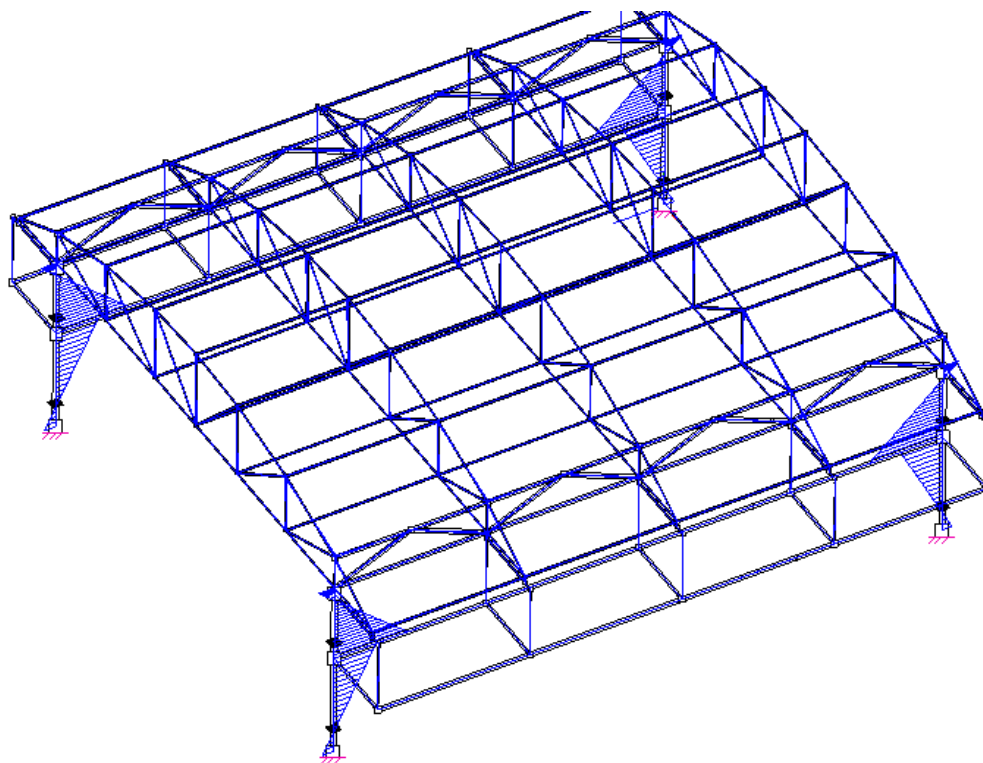
Nota: todas estas barras que sujetan las pasarelas son de iguales propiedades geométricas y físicas, por lo que bastará con analizar la que mayor esfuerzo está soportando.



Como conclusión general de los resultados de esfuerzos axiales, se ha podido comprobar que ningún elemento de la estructura soporta una tensión superior a su límite elástico, por lo que la estructura será estable y soportará sin colapsar en el ELU.

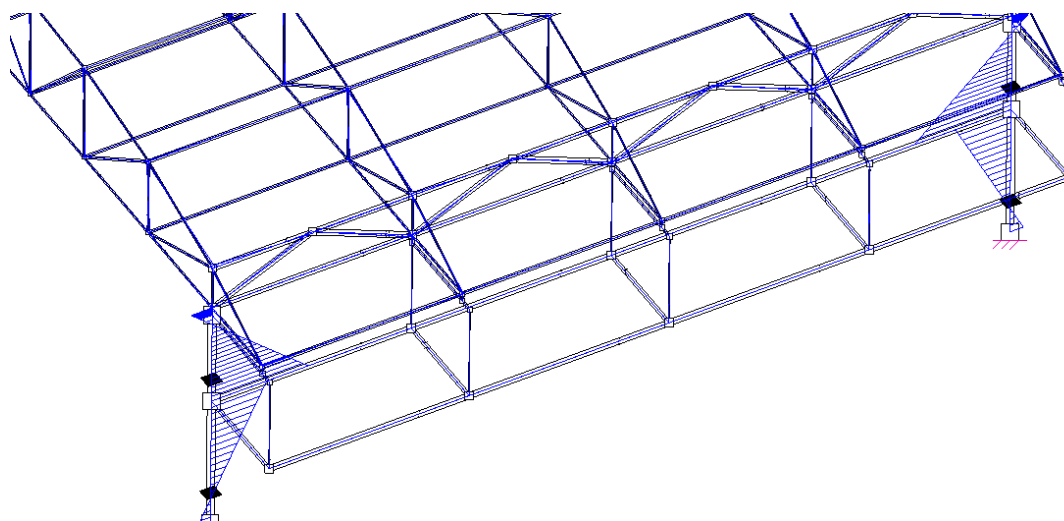
En cuanto a los momentos flectores, hemos de tener presente los momentos flectores en ambos ejes, ya que este modelo se trata de una estructura 3D. Es por ello que analizaremos tanto los momentos flectores en el eje Y como en el eje Z. Primeramente analizaremos los momentos flectores con respecto al eje Y, y por último con respecto al eje Z.

Nota: Los diagramas de momentos flectores respecto al eje Y estarán representados en azul y los momentos respecto al eje Z en morado.



Como se puede apreciar, tenemos momentos flectores en Y significativos en las columnas de la estructura y que sustentan la pasarelas, ya que son las únicas partes que se unen mediante empotramientos. El resto de la estructura es articulada. Este tipo de estructura trabaja a axil, por lo que los momentos son prácticamente despreciables, aunque estén sometidas a un pequeño momento debido a su propio peso.

El valor absoluto de los momentos son los mismos en las 4 columnas, por lo que con analizar los esfuerzos en una de ellas basta.



Nota: Las columnas se subdividen en dos partes, desde el suelo hasta la pasarela y desde la pasarela a la parte superior de la columna, unidas rígidamente entre ellas.

Esfuerzos en los elementos

Hipótesis: PP+SCU | Elemento: 299 Viga 3D Nudos: 141,133

Esfuerzos en el sistema local del elemento

X	Axial N	Cortante ...	Cortante ...	Torsor Mx	Flector My	f
0.0	-272494	8636.33	-19657.8	0	-1.64824e+07	1.
221.1	-272494	8636.33	-19657.8	0	-1.21369e+07	1.
442.1	-272494	8636.33	-19657.8	0	-7.79153e+06	1.
663.2	-272494	8636.33	-19657.8	0	-3.44611e+06	1.
884.2	-272494	8636.33	-19657.8	0	899302	9
1105.3	-272494	8636.33	-19657.8	0	5.24472e+06	7.
1326.3	-272494	8636.33	-19657.8	0	9.59014e+06	5.
1547.4	-272494	8636.33	-19657.8	0	1.39356e+07	3.

Máximo: Axial -272494, Cortante Y 8636.33, Cortante Z -19657.8, Momento Y 6.60806e+07, Momento Z 1.68194e+07
Mínimo: Axial -272494, Cortante Y 8636.33, Cortante Z -19657.8, Momento Y -1.64824e+07, Momento Z -1.94532e+07

Esfuerzos en los elementos

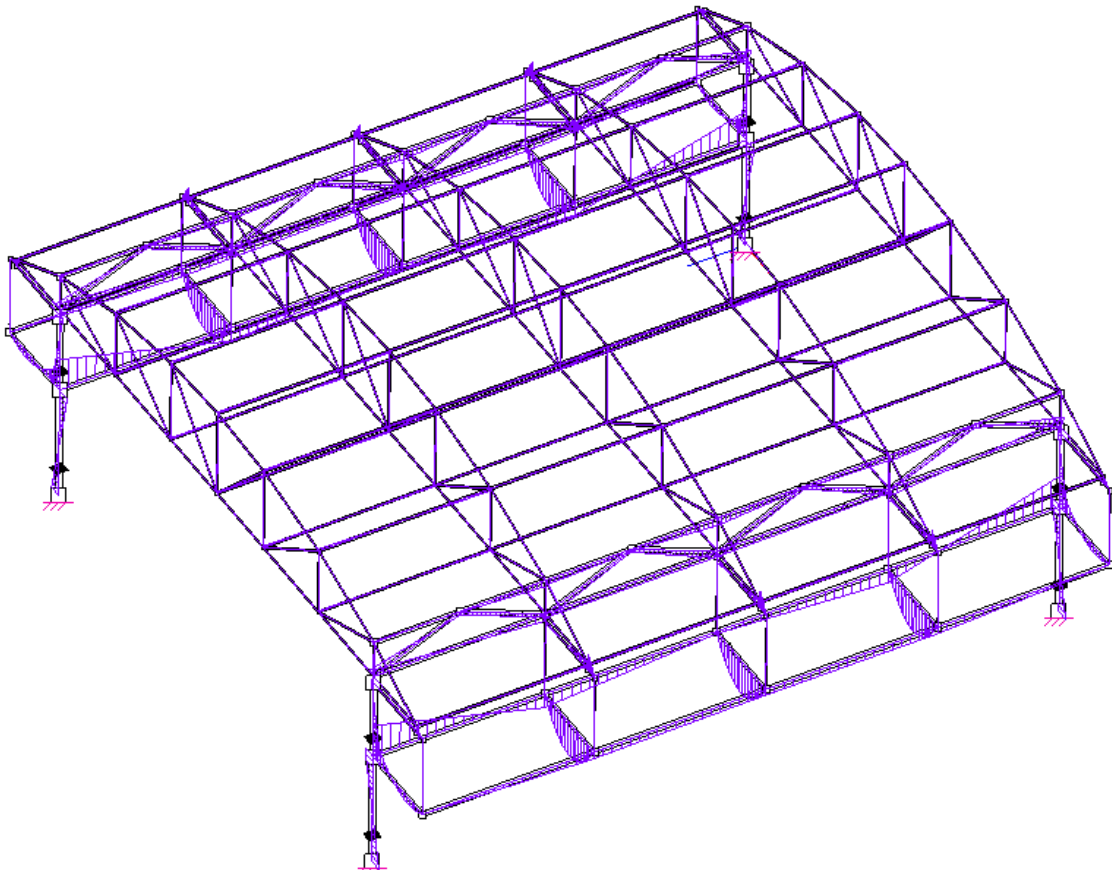
Hipótesis: PP+SCU | Elemento: 300 Viga 3D Nudos: 133,130

Esfuerzos en el sistema local del elemento

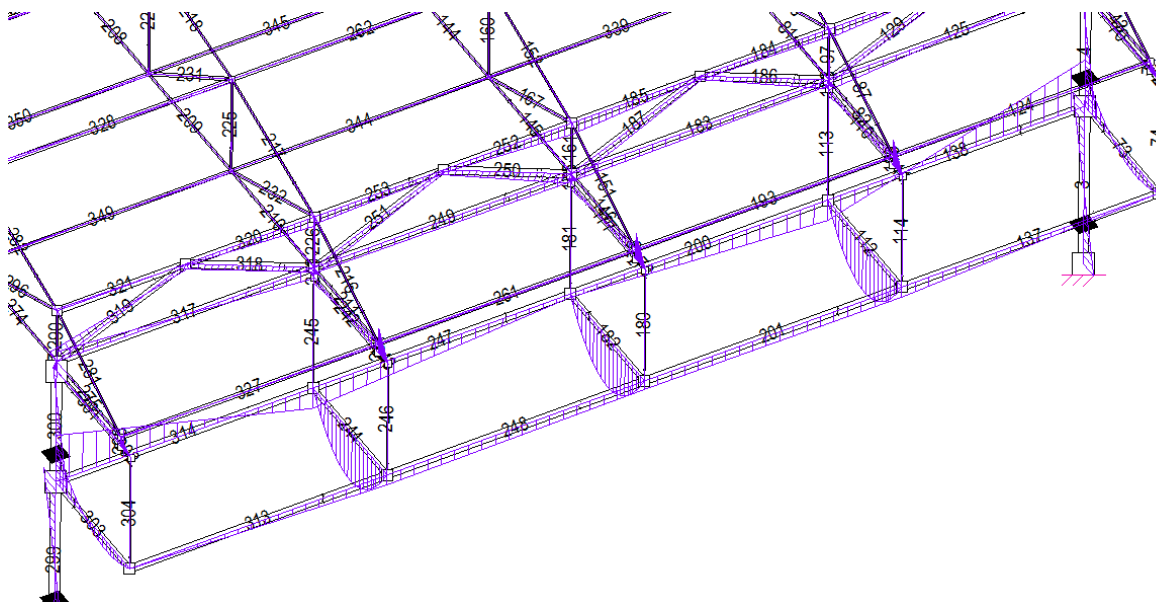
X	Axial N	Cortante ...	Cortante ...	Torsor Mx	Flector My	f
0.0	-213617	8543.71	44082.1	0	1.15629e+08	1.
155.3	-213617	8543.71	44082.1	0	1.08785e+08	1.
310.5	-213617	8543.71	44082.1	0	1.01941e+08	1.
465.8	-213617	8543.71	44082.1	0	9.50962e+07	1.
621.1	-213617	8543.71	44082.1	0	8.82519e+07	1.
776.3	-213617	8543.71	44082.1	0	8.14076e+07	1.
931.6	-213617	8543.71	44082.1	0	7.45633e+07	1.
1086.8	-213617	8543.71	44082.1	0	6.77189e+07	1.

Máximo: Axial -213617, Cortante Y 8543.71, Cortante Z 44082.1, Momento Y 1.15629e+08, Momento Z 1.96188e+07
Mínimo: Axial -213617, Cortante Y 8543.71, Cortante Z 44082.1, Momento Y -1.44129e+07, Momento Z -5.5851e+06

En estas imágenes, se puede observar también el valor de los momentos flectores en el eje Z además de en el Y. Por lo que ahora se analizarán el resto de elementos de la estructura en cuanto a los momentos flectores en Z.



Como se puede ver en el diagrama de momentos en Z, los valores más significativos los encontramos en las vigas IPE que sustentan las pasarelas. Cabe recalcar que al ser simétrica la estructura y los esfuerzos, se va a analizar una parte de la estructura, analizando así por consiguiente toda ella en su totalidad.

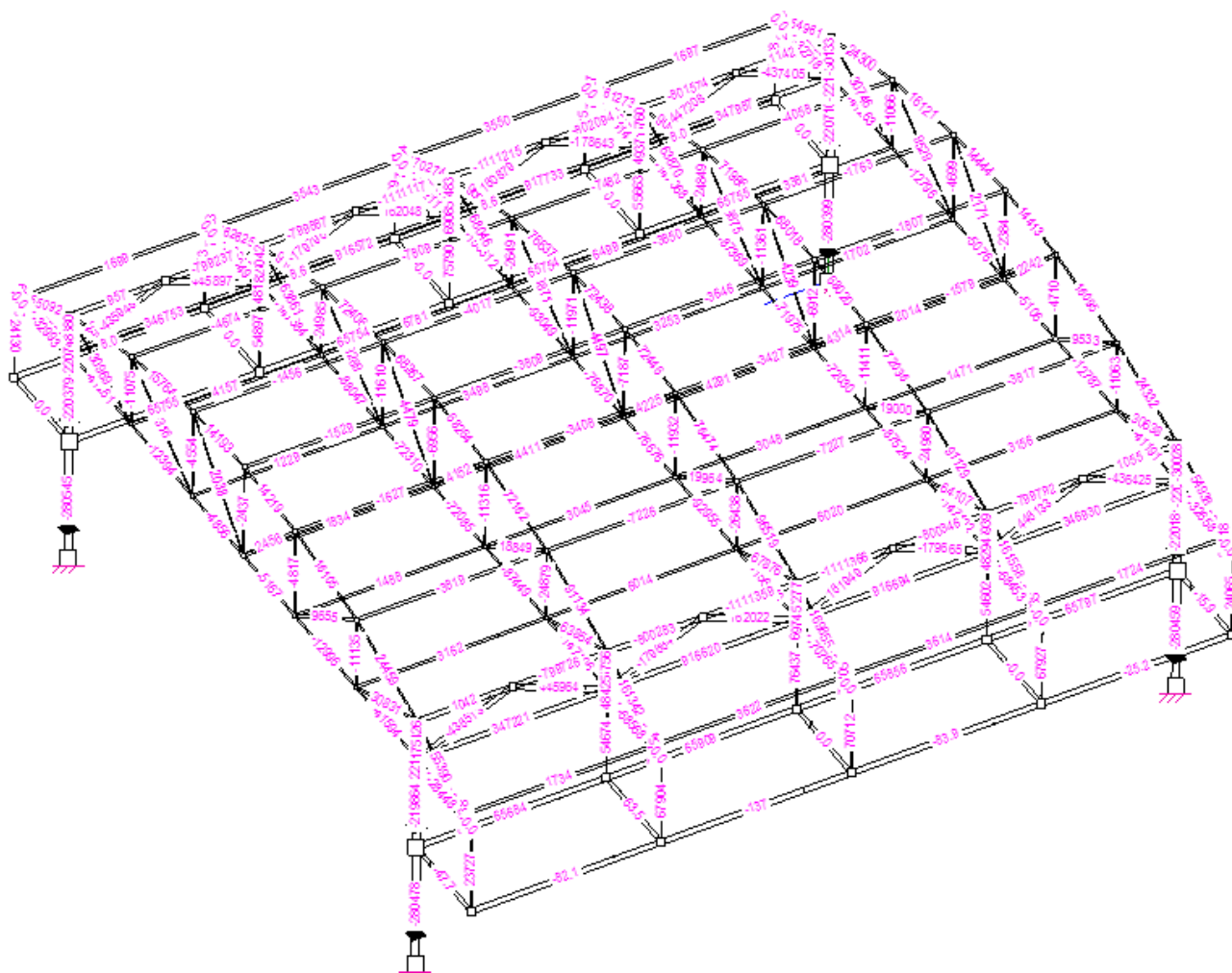


Los momentos más significativos los encontramos en la viga IPE central de la pasarela (182), con un valor de $5.17989 \cdot 10^{+07}$ Nmm, además de las vigas IPE longitudinales que unen los pórticos exteriores con los centrales (138 y 314) con un momento máximo de $2.2012 \cdot 10^{+07}$ Nmm y uno mínimo de $-4.95087 \cdot 10^{+07}$ Nmm. Éstos producirán unas tensiones en barra que podemos ver a continuación.

Tensiones						
Barra	182 Viga 3D Nudos: 77,78			Hipotesis	PP+SCU	
Tensiones en el punto pésimo de la barra						
Tracción	205.66	Cortante Y	0.00	Cortante Z	0.00	
V. Mises	205.66	X local	1444.74	Punto nº	6	Ver...

Tensiones						
Barra	314 Viga 3D Nudos: 105,133			Hipotesis	PP+SCU	
Tensiones en el punto pésimo de la barra						
Tracción	218.83	Cortante Y	0.00	Cortante Z	0.00	
V. Mises	218.83	X local	5955.00	Punto nº	3	Ver...

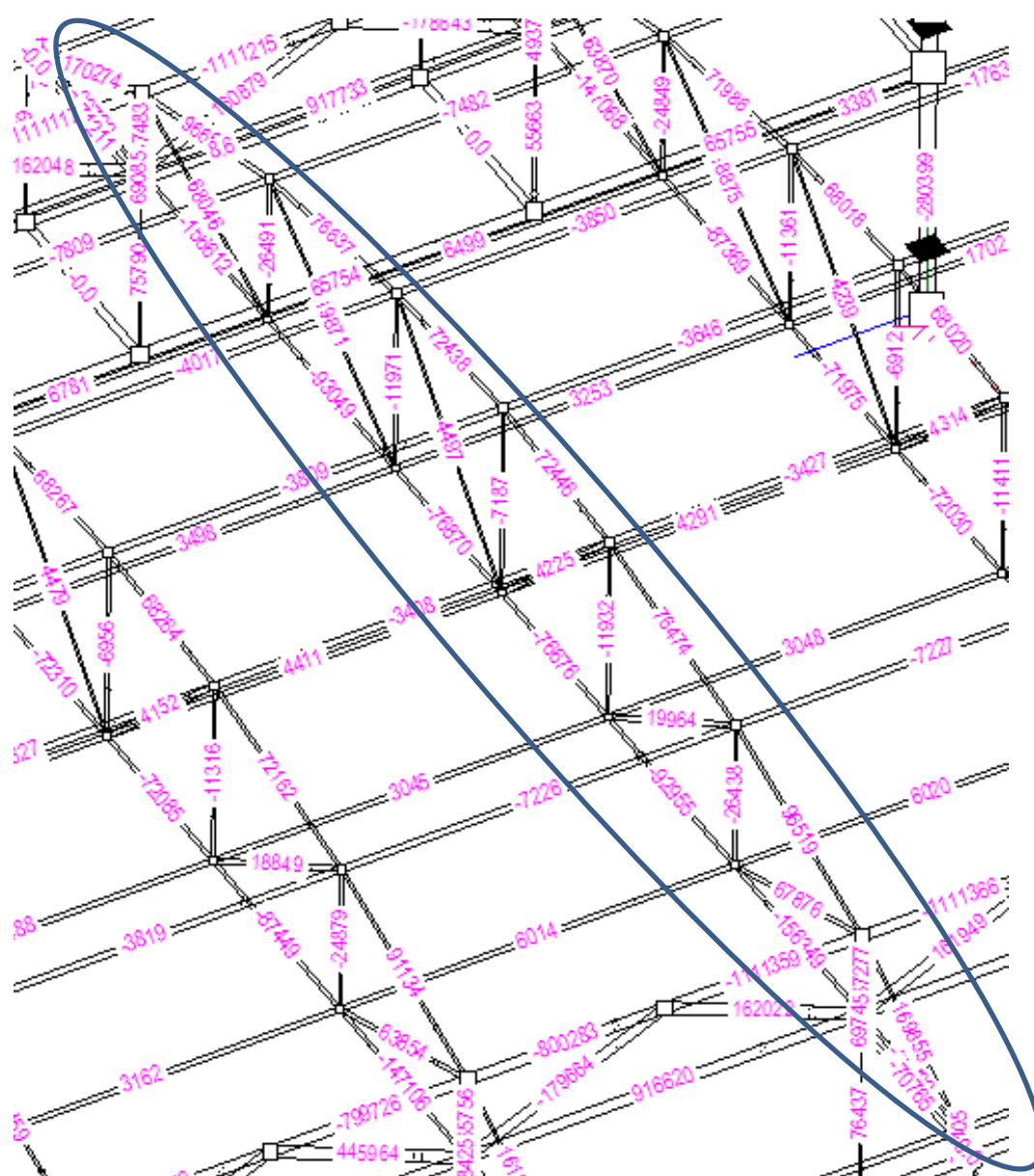
4.2.3 CASO 3: PESO PROPIO, SOBRECARGA DE USO Y NIEVE



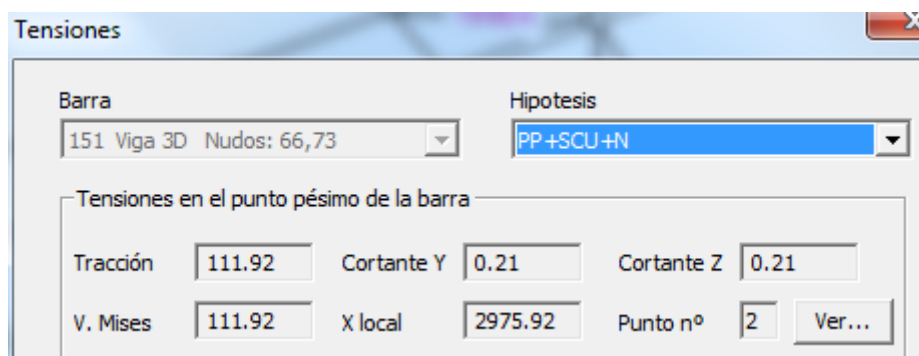
Se va a ir desglosando los resultados de tensiones obtenidos por partes, como se ha realizado en el apartado anterior: las columnas, la cercha, las correas, las vigas Warren y por último las pasarelas. Debemos tener en cuenta que en todos los casos de carga el modelo de la estructura será simétrico.

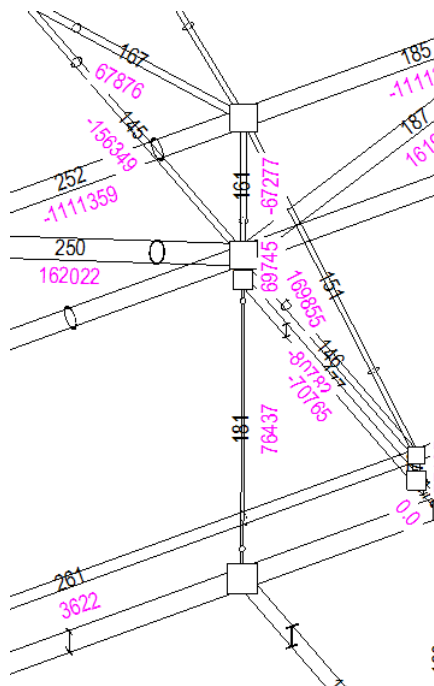
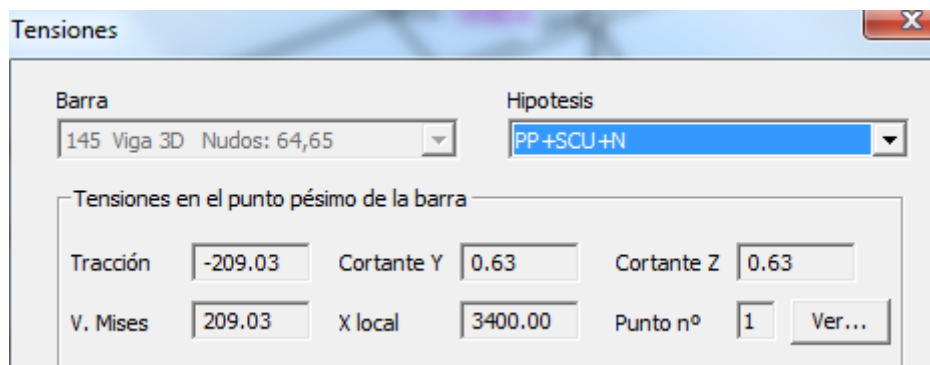
Las columnas soportan una fuerza de compresión máxima, en sus partes inferiores, de -280478 N.

La cercha en la que más esfuerzos soportan sus barras es la cercha del pórtico central. En esta imagen se puede apreciar mejor los esfuerzos axiales a los que están sometidas las barras de la cercha central.

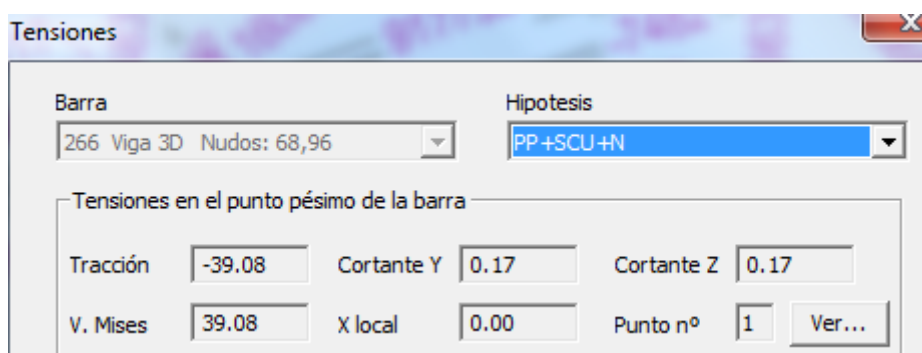


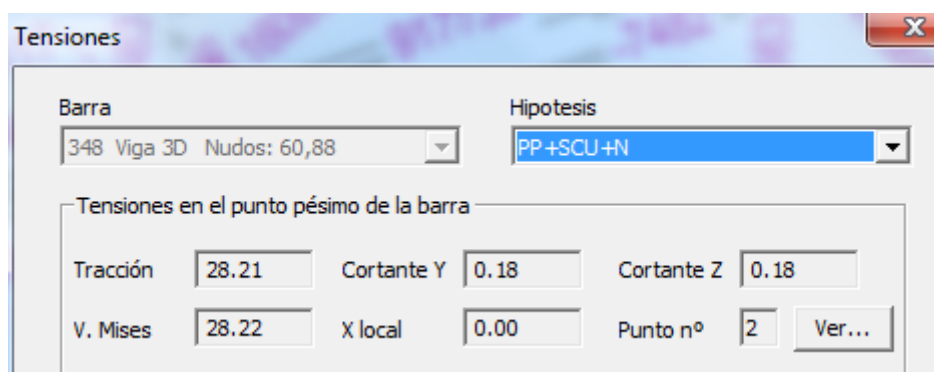
En esta celosía, la tensión axial de tracción máxima se da en las barras 147 y 151, con un valor de 169855 N. Estas barras son los cordones superiores de los extremos de la cercha. Añadir además, que la tensión de compresión máxima se da en las barras 140 y 145, que son los cordones inferiores que se pueden apreciar en la siguiente imagen, con una axial de compresión de -156349 N.





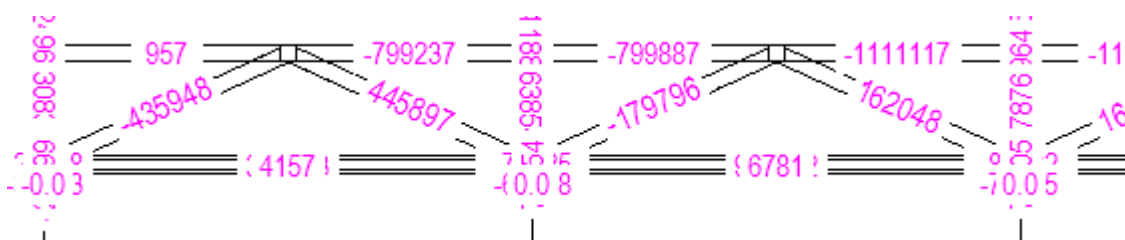
En cuanto a las correas, hay que decir que las que unen los nudos superiores de los pórticos están sometidas a un esfuerzo de compresión, cuyo valor máximo será -7808 N, que se da en las correas que unen el pórtico central con sus contiguos. En las correas inferiores pasa parecido, el valor máximo de tensión axial a tracción se dará en las correas que unen el pórtico central con los contiguos. Dicho valor máximo de esfuerzo axial será de 6781 N. Vamos a ver que tensiones producen estos esfuerzos.





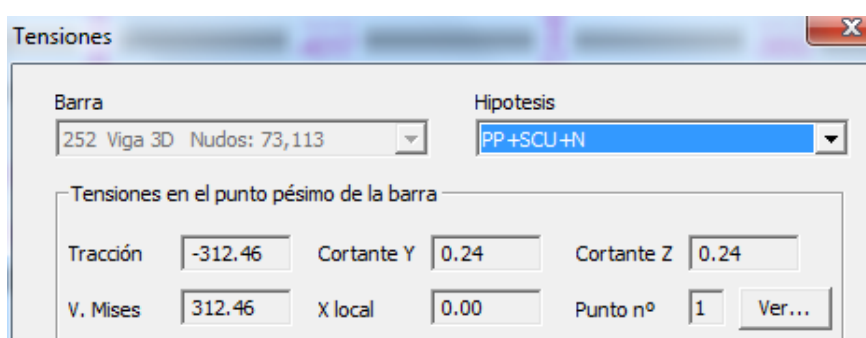
Como todas las correas poseen las mismas propiedades, basta con analizar las correas donde se dan los máximos valores de tracción y compresión para ver si éstas soportarán los esfuerzos producidos por el caso de carga.

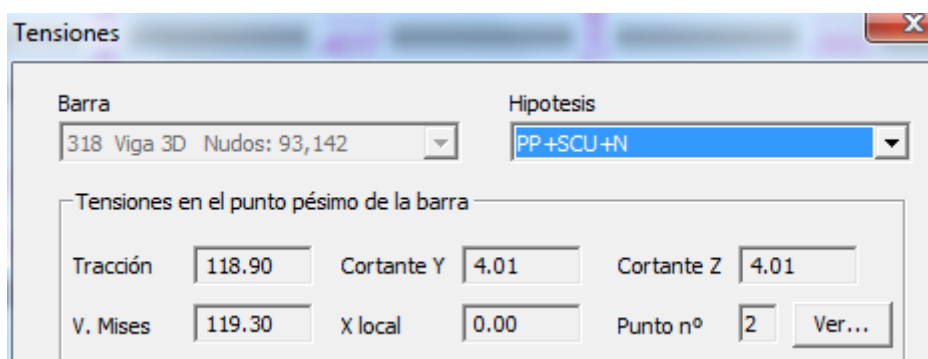
La viga Warren se puede apreciar con claridad desde el perfil de la estructura. En la siguiente imagen sólo se muestra media viga, ya que al ser muy larga no se ve con gran detalle entera. Además añadir que los resultados de esfuerzos en las barras son simétricos respecto a su eje central, que coincide con el pórtico central de la estructura, al igual que su geometría. Es por ello por lo que podemos seccionar la viga Warren y ver claramente cuáles son los esfuerzos a los que está sometido cada uno de sus elementos.



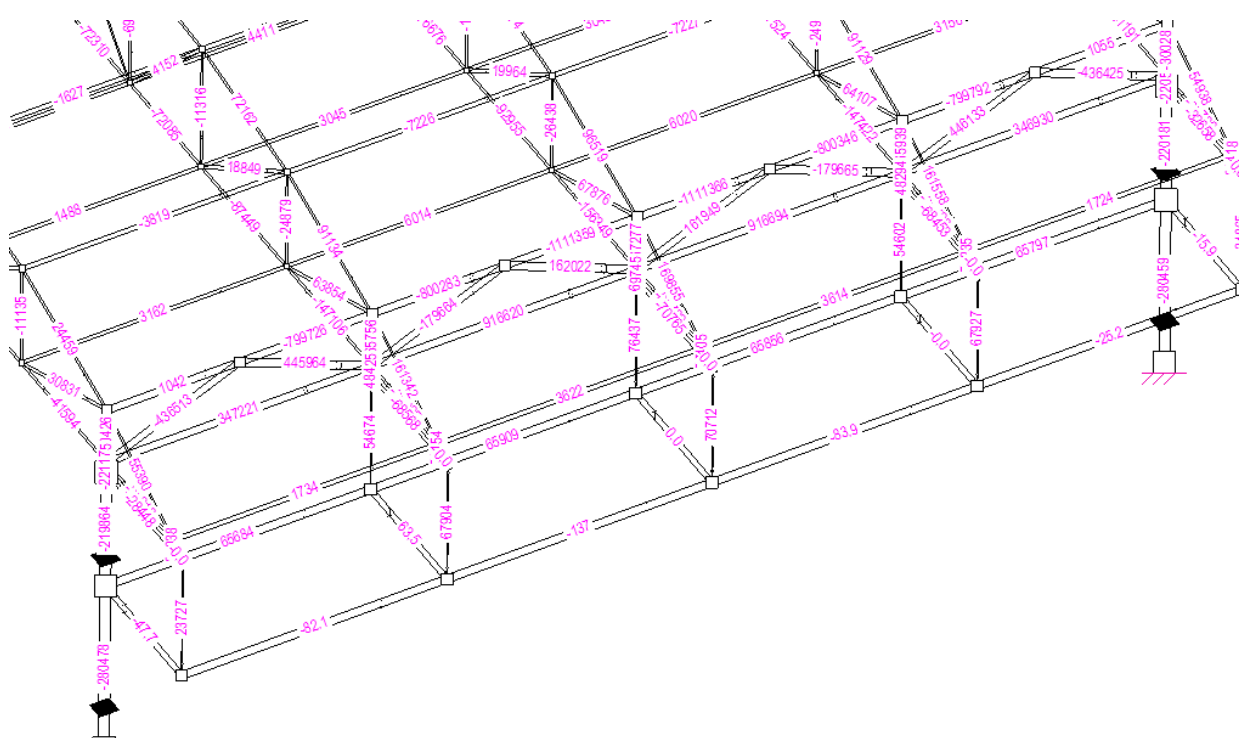
Como era de prever, los cordones superiores estarán comprimidos, excepto los más de los extremos, donde se da el valor máximo de compresión que será de -1111117 N. Por otra parte los cordones inferiores estarán sometidos a tensión de tracción, aunque no es aquí donde se dará el axil máximo. El esfuerzo de tracción máximo se da en una de sus diagonales, entre los pórticos exteriores y los siguientes, con un valor de 445897 N.

Nota: todos los elementos de la viga Warren; cordones y diagonales, poseen las mismas características geométricas y físicas, excepto los montantes que se analizan junto a las cerchas de pórticos, ya que forman parte de ellos.

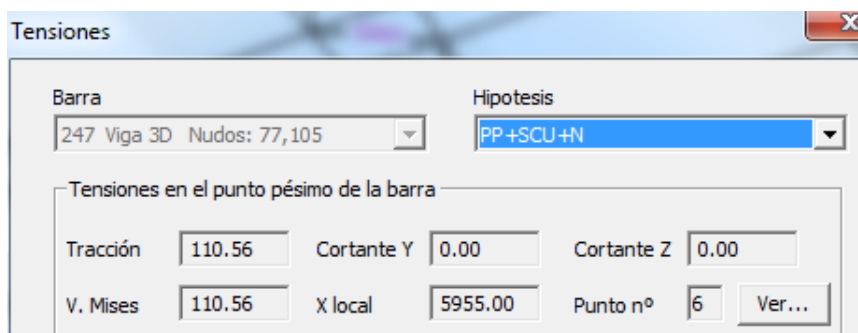


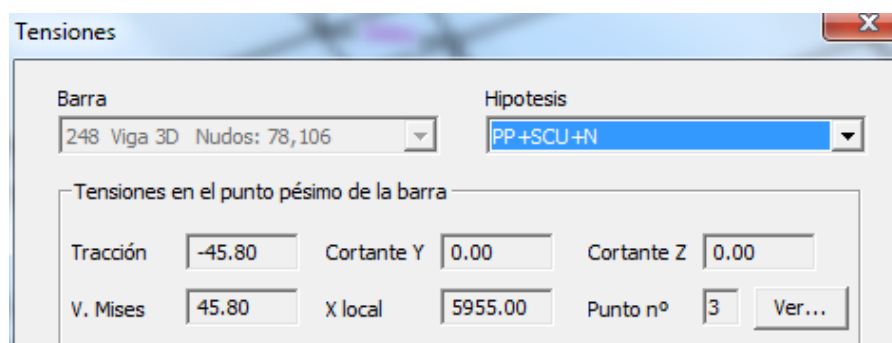


Para terminar de examinar los resultados de los esfuerzos axiales, se va a centrar la atención en las pasarelas, las vigas que las componen y las barras mediante las que se sustentan a la cercha.



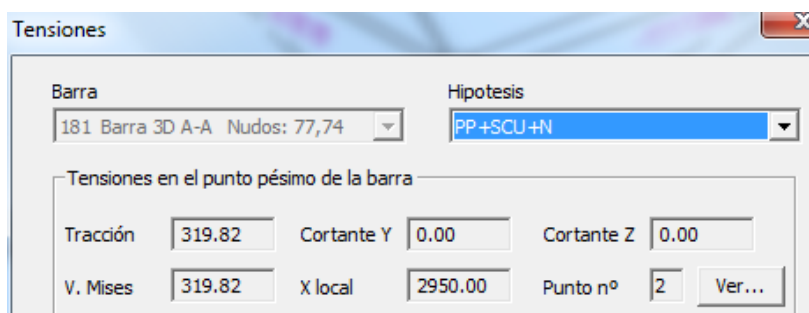
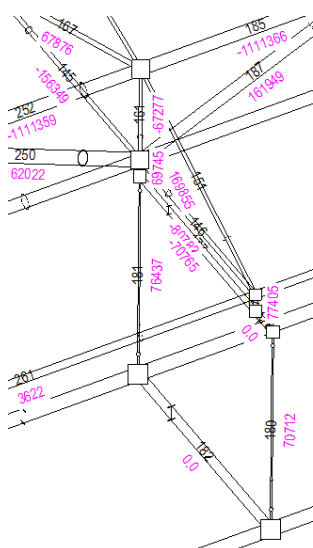
El valor máximo de esfuerzo axial de tracción que soportan las vigas IPE de la pasarela son 65909 N aproximadamente, y el de compresión es tan solo -137 N.





De las barras que, haciendo las veces de tirantes, sujetan la pasarela a la cercha, las que están sometidas a un mayor esfuerzo axial de tracción, como es lógico, son las que están en el pórtico central y a su vez sujetando la zona central de la pasarela. El valor máximo de fuerza axial a tracción que resulta es de 76437 N.

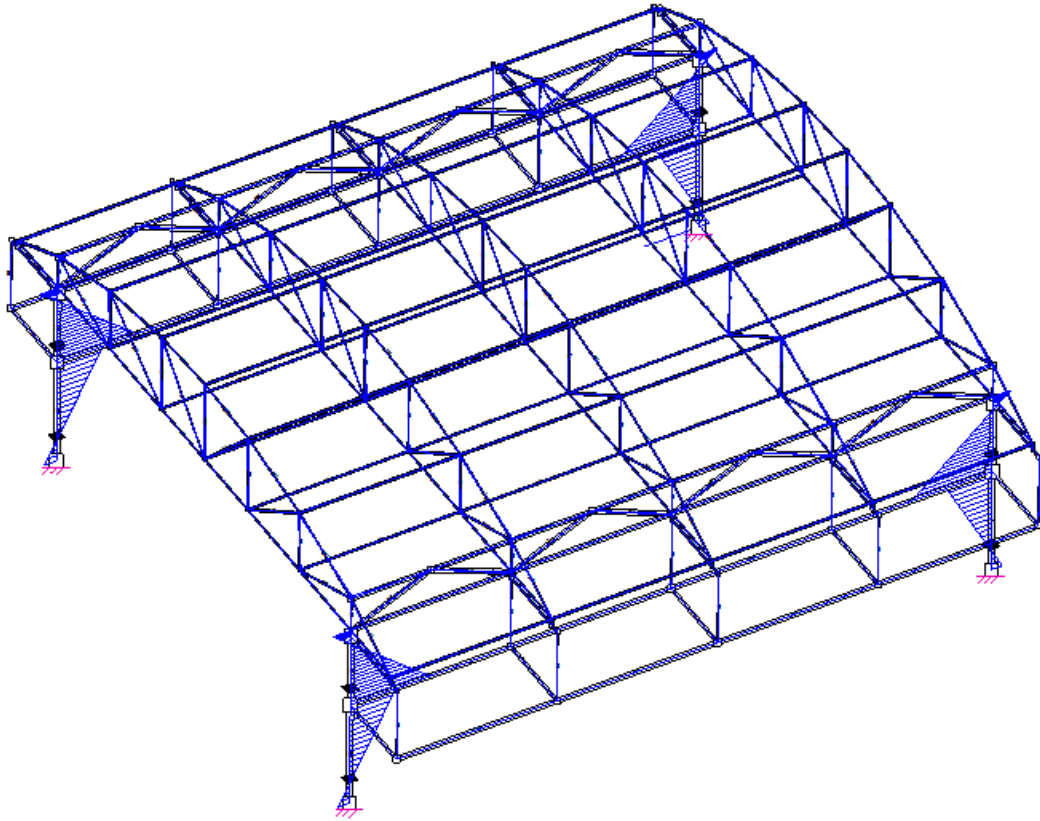
Nota: todas estas barras que sujetan las pasarelas son de iguales propiedades geométricas y físicas, por lo que bastará con analizar la que mayor esfuerzo está soportando.



Como conclusión general de los resultados de esfuerzos axiales, se ha podido comprobar que ningún elemento de la estructura soporta una tensión superior a su límite elástico, por lo que la estructura será estable y soportará sin colapsar en el ELU.

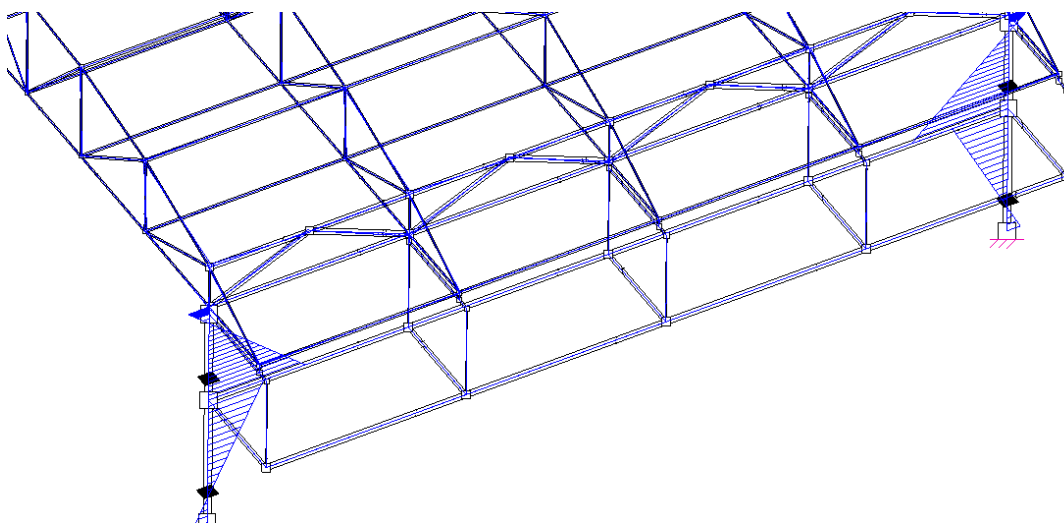
En cuanto a los momentos flectores, hemos de tener presente los momentos flectores en ambos ejes, ya que este modelo se trata de una estructura 3D. Es por ello que analizaremos tanto los momentos flectores en el eje Y como en el eje Z. Primeramente analizaremos los momentos flectores con respecto al eje Y, y por último con respecto al eje Z.

Nota: Los diagramas de momentos flectores respecto al eje Y estarán representados en azul y los momentos respecto al eje Z en morado.



Como se puede apreciar, tenemos momentos flectores en Y significativos en las columnas de la estructura y que sustentan la pasarelas, ya que son las únicas partes que se unen mediante empotramientos. El resto de la estructura es articulada. Este tipo de estructura trabaja a axil, por lo que los momentos son prácticamente despreciables, aunque estén sometidas a un pequeño momento debido a su propio peso.

El valor absoluto de los momentos son los mismos en las 4 columnas, por lo que con analizar los esfuerzos en una de ellas basta.



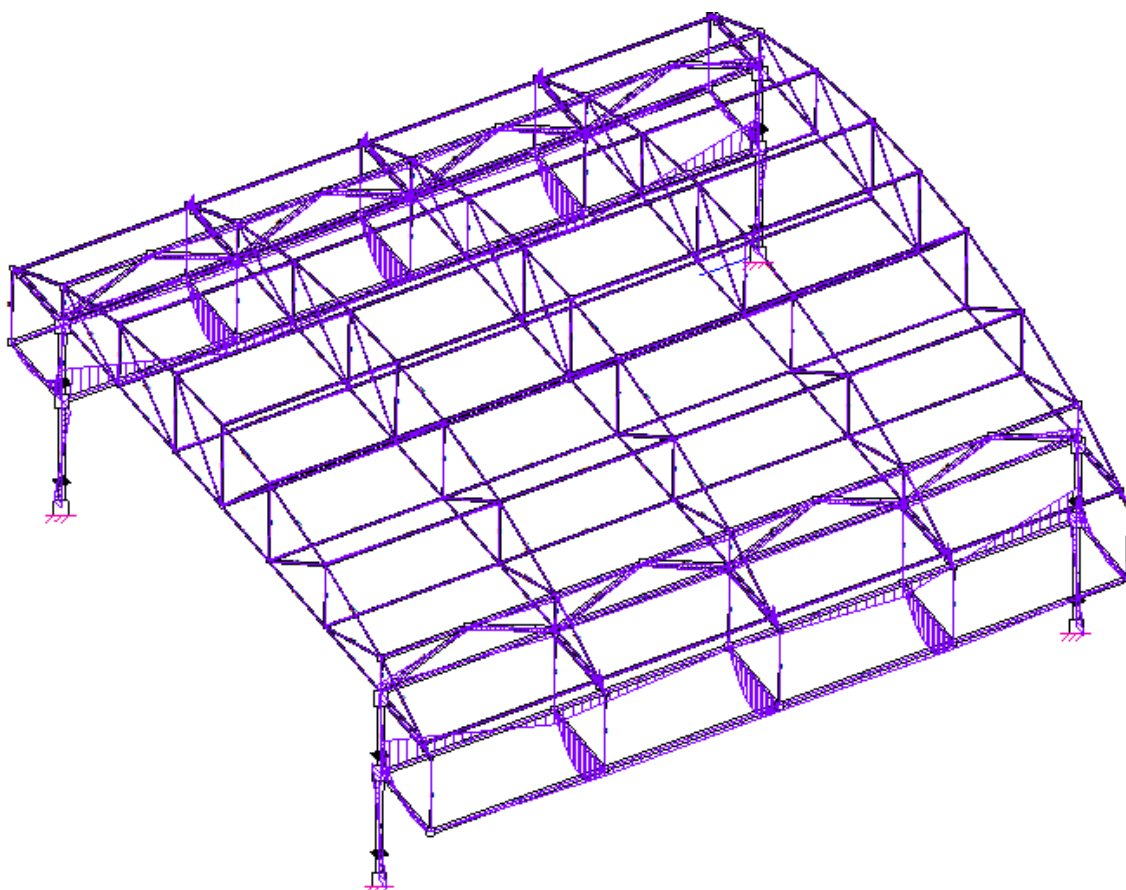
Nota: Las columnas se subdividen en dos partes, desde el suelo hasta la pasarela y desde la pasarela a la parte superior de la columna, unidas rígidamente entre ellas.

Esfuerzos en los elementos							Esfuerzos en los elementos						
Hipótesis		Elemento					Hipótesis		Elemento				
PP+SCU+N		299 Viga 3D Nudos: 141,133					PP+SCU+N		300 Viga 3D Nudos: 133,130				
Esfuerzos en el sistema local del elemento							Esfuerzos en el sistema local del elemento						
X	Axial N	Cortante ...	Cortante ...	Torsor Mx	Flector My	f	X	Axial N	Cortante ...	Cortante ...	Torsor Mx	Flector My	f
0.0	-280478	8891.3	-20232.1	0	-1.69639e+07	1.	0.0	-219864	8795.97	45369.9	0	1.19007e+08	2.
221.1	-280478	8891.3	-20232.1	0	-1.24915e+07	1.	155.3	-219864	8795.97	45369.9	0	1.11963e+08	1.
442.1	-280478	8891.3	-20232.1	0	-8.01915e+06	1.	310.5	-219864	8795.97	45369.9	0	1.04919e+08	1.
663.2	-280478	8891.3	-20232.1	0	-3.54679e+06	1.	465.8	-219864	8795.97	45369.9	0	9.78744e+07	1.
884.2	-280478	8891.3	-20232.1	0	925579	9.	621.1	-219864	8795.97	45369.9	0	9.08301e+07	1.
1105.3	-280478	8891.3	-20232.1	0	5.39794e+06	7.	776.3	-219864	8795.97	45369.9	0	8.37859e+07	1.
1326.3	-280478	8891.3	-20232.1	0	9.87031e+06	5.	931.6	-219864	8795.97	45369.9	0	7.67416e+07	1.
1547.4	-280478	8891.3	-20232.1	0	1.43427e+07	3.	1086.8	-219864	8795.97	45369.9	0	6.96973e+07	1.

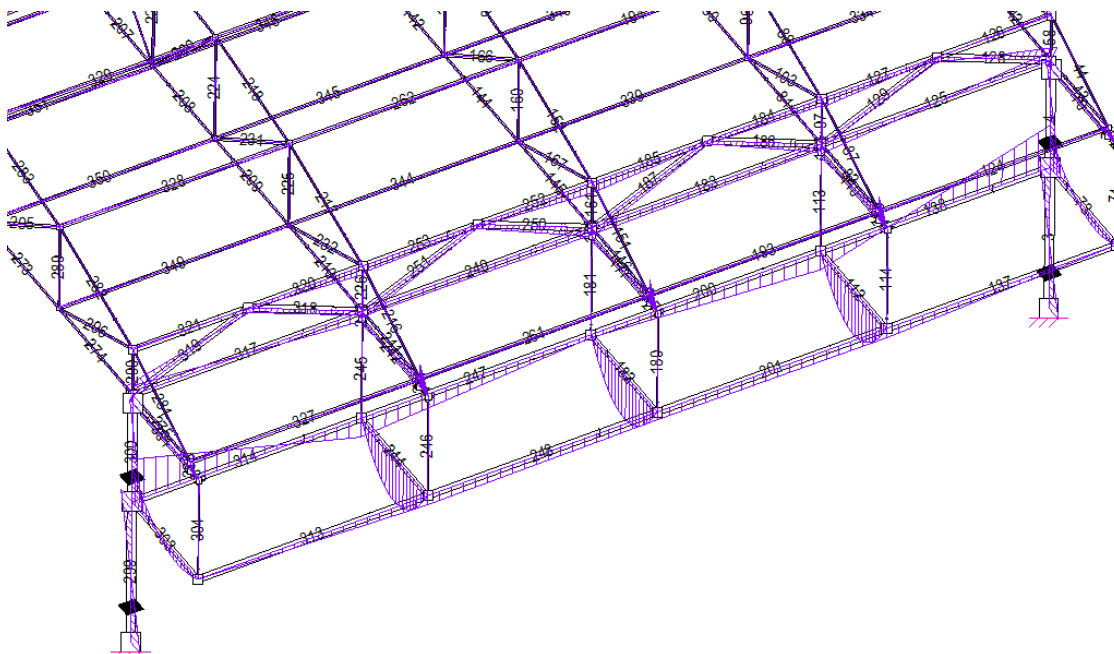
	Máximo	Mínimo	Nº de puntos
Axial	-280478	-280478	Todos (20)
Cortante Y	8891.3	8891.3	Todos (20)
Cortante Z	-20232.1	-20232.1	Todos (20)
Momento X	0	0	Ver sentidos
Momento Y	6.80111e+07	-1.69639e+07	Ver sentidos
Momento Z	1.73159e+07	-2.00276e+07	Ver sentidos

	Máximo	Mínimo	Nº de puntos
Axial	-219865	-219865	Todos (20)
Cortante Y	8795.97	8795.97	Todos (20)
Cortante Z	45369.9	45369.9	Todos (20)
Momento X	0	0	Ver sentidos
Momento Y	1.19007e+08	-1.4834e+07	Ver sentidos
Momento Z	2.01985e+07	-5.74966e+06	Ver sentidos

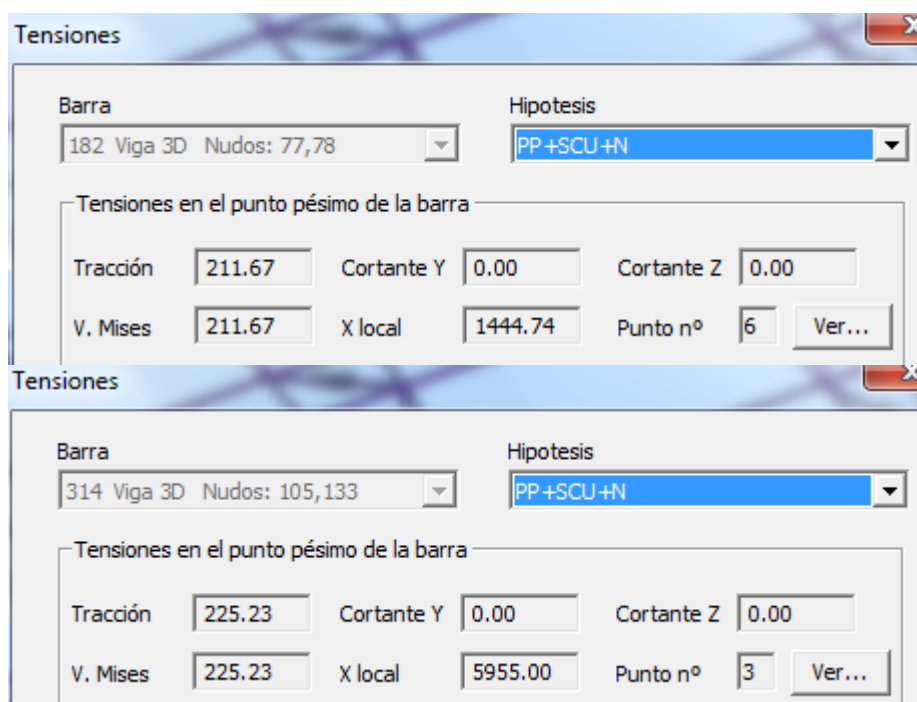
En estas imágenes, se puede observar también el valor de los momentos flectores en el eje Z además de en el Y. Por lo que ahora se analizarán el resto de elementos de la estructura en cuanto a los momentos flectores en Z.



Como se puede ver en el diagrama de momentos en Z, los valores más significativos los encontramos en las vigas IPE que sustentan las pasarelas. Cabe recalcar que al ser simétrica la estructura y los esfuerzos, se va a analizar una parte de la estructura, analizando así por consiguiente toda ella en su totalidad.



Los momentos más significativos los encontramos en la viga IPE central de la pasarela (182), con un valor de $5.33122 \cdot 10^{+07}$ Nmm, además de las vigas IPE longitudinales que unen los pórticos exteriores con los centrales (138 y 314) con un momento máximo de $2.26551 \cdot 10^{+07}$ Nmm y uno mínimo de $-5.0955 \cdot 10^{+07}$ Nmm. Éstos producirán unas tensiones en barra que podemos ver a continuación.



5 CÁLCULO DE ESTABILIDAD ELÁSTICA

Consiste en la determinación del valor de la carga crítica de estabilidad elástica global de toda la estructura bajo la acción de las cargas aplicadas sobre ella, y del modo de colapso correspondiente. Este cálculo se efectúa para todas las hipótesis de carga definidas.

Para realizar el cálculo de estabilidad global de pandeo del conjunto de la estructura, analizaremos la estabilidad del pórtico (2D) de los edificios, y la estructura exterior de la parte central que sustenta las pasarelas (3D).

Para ello vamos a analizar en primer lugar el pórtico de los edificios que sustentan la cubierta.

El valor obtenido por el programa corresponde a la relación entre la carga de estabilidad elástica de la estructura y el valor de las cargas actuantes sobre ella. Esto quiere decir que el fallo por inestabilidad global se producirá cuando el sistema de cargas aplicado se multiplique por el valor de la carga de estabilidad calculada.

El cálculo de estabilidad es un proceso iterativo, y que por lo tanto puede tener problemas de convergencia en algunos casos. Esto puede ocurrir en estructuras cuyos elementos no estén sometidos a esfuerzos de compresión. Si el proceso iterativo no converge en un número máximo de iteraciones, el programa se detiene y guarda como resultado el último valor de la iteración, aunque éste puede ser incorrecto.

El proceso iterativo se lleva a cabo mediante el método de la iteración inversa, que converge hacia el menor valor propio de un problema de valores y vectores propios. Se emplea como vector de partida un vector de números aleatorios, y el cálculo se repite para cada una de las hipótesis de carga existentes, una tras otra. La convergencia se comprueba de forma independiente para cada hipótesis y es necesario que todas ellas converjan para que el cálculo se considere correcto. Si unas hipótesis convergen y otras no, sólo los resultados de las hipótesis que convergen serán correctos.

El cálculo de estabilidad requiere el conocimiento previo de las cargas axiales en las barras, a fin de determinar su rigidez geométrica. Para ello, el cálculo de estabilidad efectúa en primer lugar un cálculo estático previo, si es que éste no se había efectuado.

Si la estructura no es estable, interna o externamente, se genera un mensaje de aviso y no se calcula ningún resultado.

Se van a plasmar los resultados de los coeficientes de relación entre la carga de colapso por inestabilidad elástica global con el valor de las cargas reales aplicadas para los dos casos, tanto para el pórtico de la parte de los edificios como para el pórtico exterior de la parte central de la estructura que sustenta a las pasarelas.

5.1 RELACIÓN DE CARGA Y MODOS DE COLAPSO PARA EL PÓRTICO DE LOS EDIFICIOS

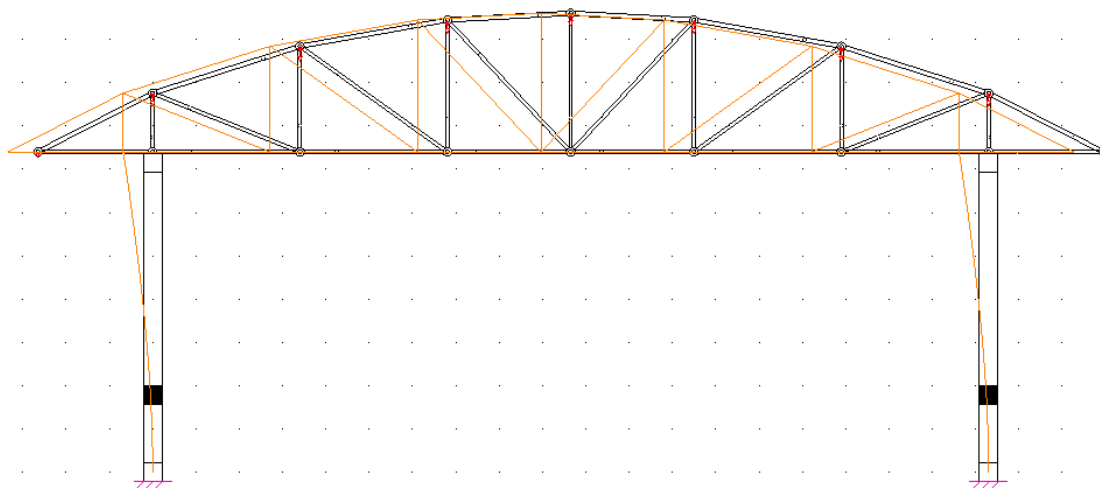
Se van a plasmar los resultados de los coeficientes de relación entre la carga de colapso por inestabilidad elástica global con el valor de las cargas reales aplicadas para el pórtico interior de la estructura de los edificios.

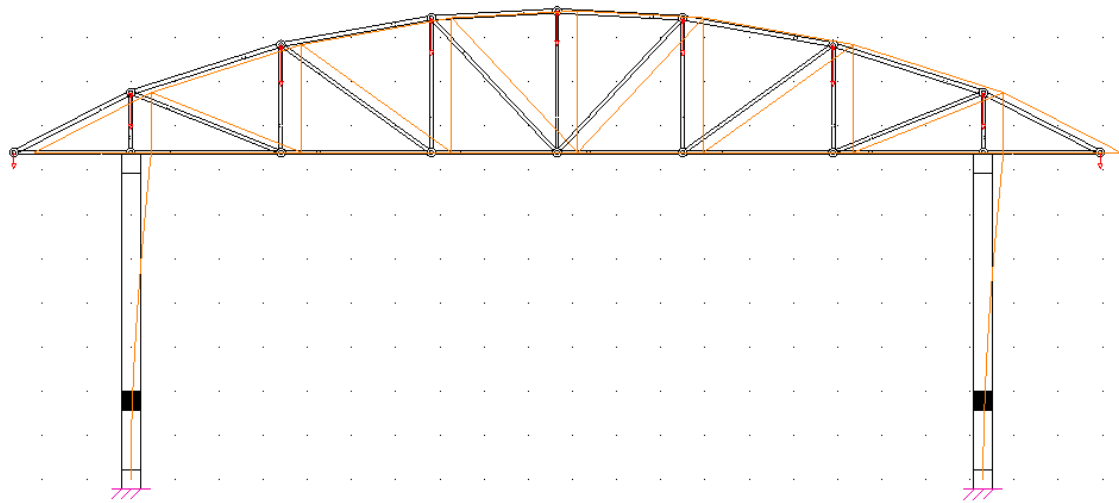
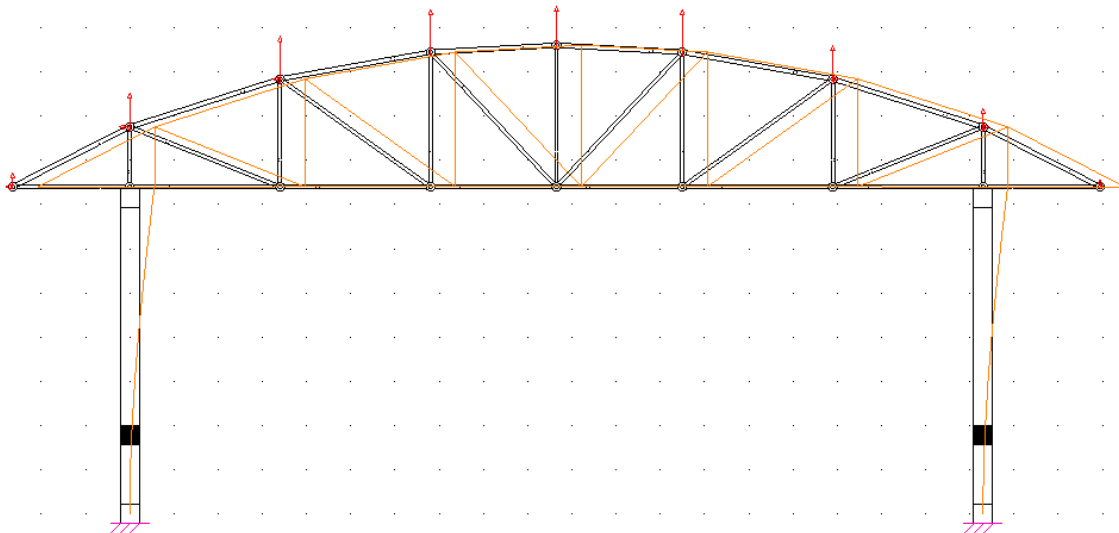
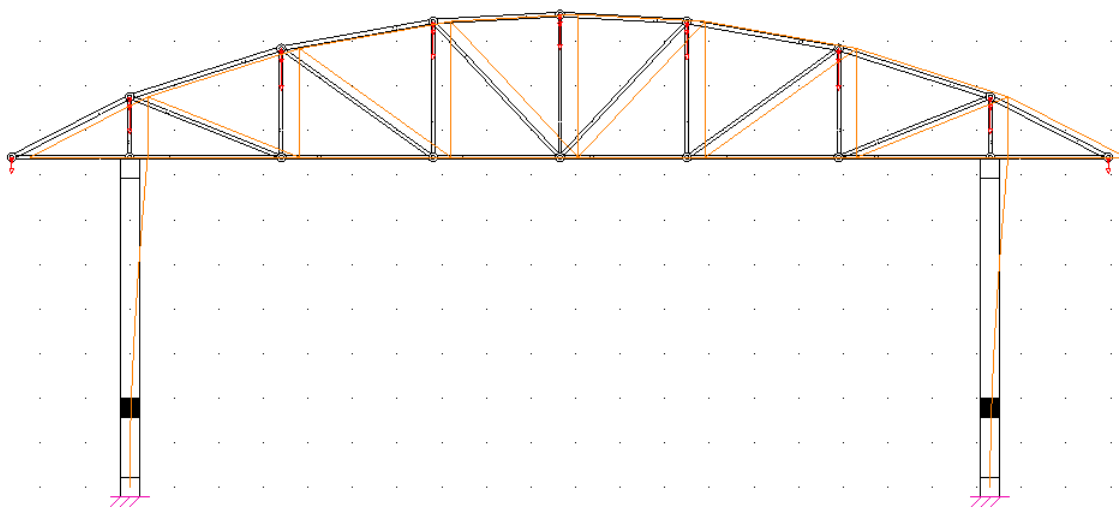
RELACIÓN DE CARGA DE ESTABILIDAD DEL PORTICO DE LOS EDIFICIOS

CASO 1: Peso propio + Nieve	171'857
CASO 2: Peso propio + SCU	78'458
CASO 3: Peso propio + Viento	115'619
CASO 4: Peso propio + SCU + Nieve	59'686
CASO 5: Peso propio + SCU + Nieve + Viento	147'635

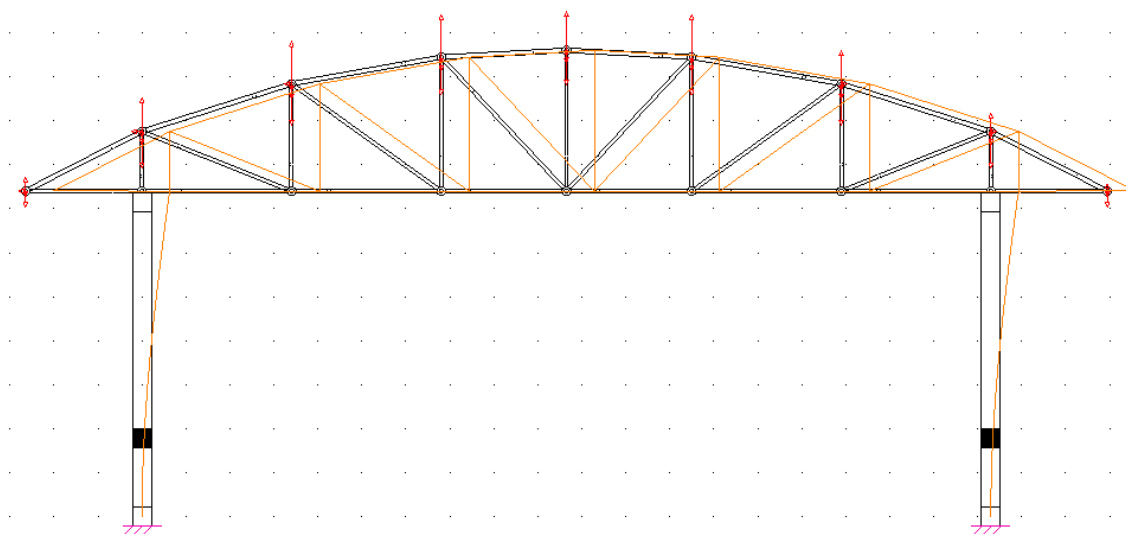
En este subapartado, también se van a mostrar los deformadas que se producirían si se llegara a dar el colapso del pórtico para los diferentes casos de carga a los que está sometida la estructura de los edificios del centro comercial, de esta forma se podrá apreciar la forma que tendrá de pandeo la estructura global.

- CASO 1: PP + N



- CASO 2: PP + SCU**- CASO 3: PP+ V****- CASO 4: PP + SCU + N**

- CASO 5: PP + SCU + N + V



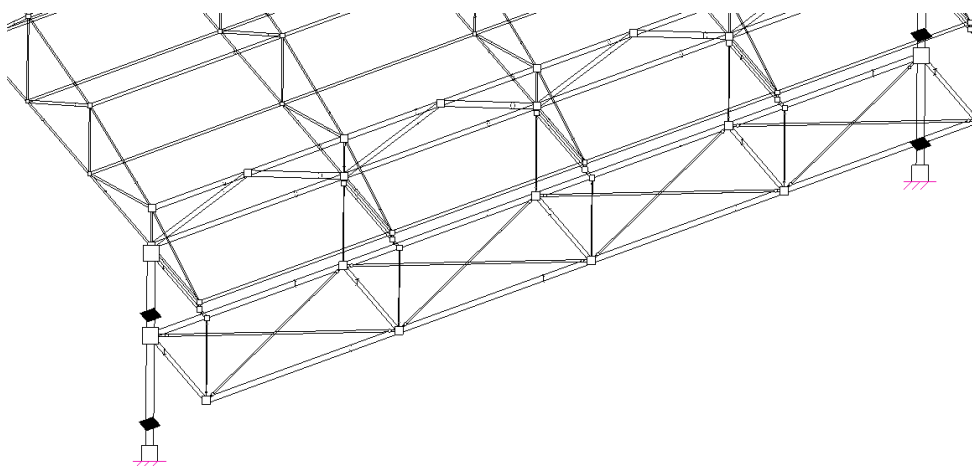
5.2 MODOS DE COLAPSO PARA LA ESTRUCTURA CENTRAL

Se van a plasmar los resultados de los coeficientes de relación entre la carga de colapso por inestabilidad elástica global con el valor de las cargas reales aplicadas para la parte central de la estructura que sustenta las pasarelas del centro.

RELACIÓN DE CARGA DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA CENTRAL	
CASO 1: Peso propio + Nieve	10.75
CASO 2: Peso propio + SCU	0.314
CASO 3: Peso propio + SCU + Nieve	0.30

Como se puede observar, el valor absoluto de la relación de carga de estabilidad para los casos de carga 2 y 3 es menor que 1, por lo que la estructura será inestable y se producirá el colapso.

A la vista de que estos resultados no son satisfactorios, se procederá a realizar una modificación en lo que serían los tableros de las pasarelas, ya que estos en realidad son losas de hormigón, que harían el de arriostramientos de las pasarelas y en esta estructura no se está considerando tal losa. Por lo que se introdujeron unas cruces de San Andrés, formadas por vigas UPN 80, en la zona de los tableros de las pasarelas de tal forma que consigamos simular el efecto de los arriostramientos de la losa de hormigón.



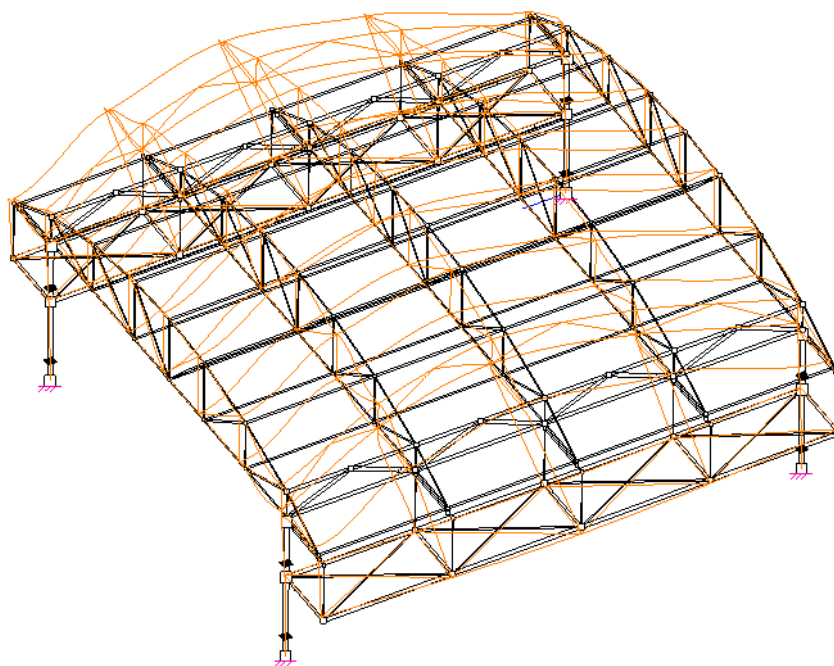
Con esta solución logramos estabilizar la estructura como se puede apreciar en los siguientes resultados de relación de carga de estabilidad.

RELACIÓN DE CARGA DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA CENTRAL

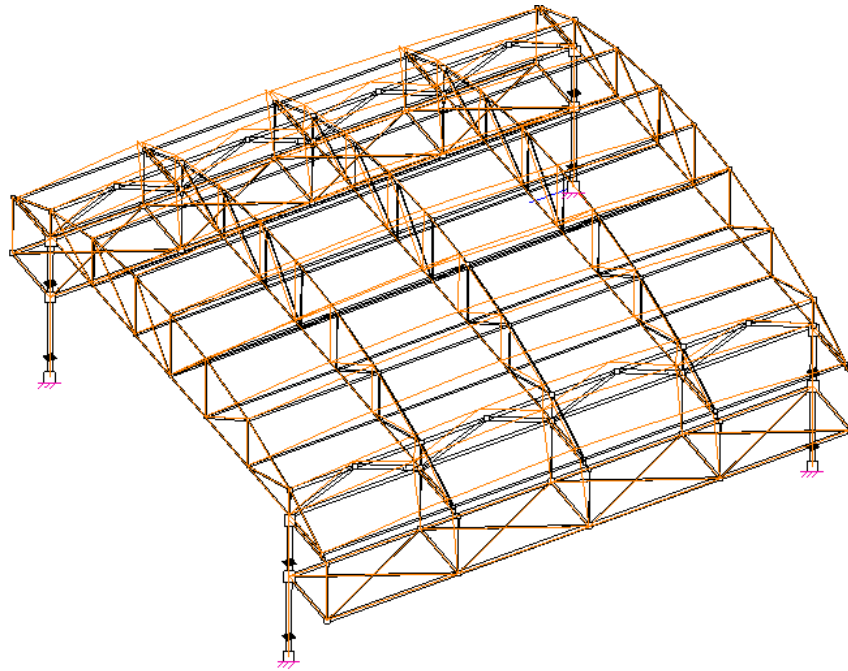
CASO 1: Peso propio + Nieve	113.38
CASO 2: Peso propio + SCU	3.31
CASO 3: Peso propio + SCU + Nieve	3.21

En este subapartado, también se van a mostrar las deformadas que se producirían si se llegara a dar el colapso de la estructura central para los diferentes casos de carga a los que está sometida la estructura que sustenta a las pasarelas del centro comercial, de esta forma se podrá apreciar la forma que tendrá de pandeo la estructura global.

- CASO 1: PP + N



- **CASO 2: PP + SCU**



- **CASO 3: PP + SCU + N**

