



MEMORIA DE CÁLCULO BODEGA 3000 y 4000
FACTIBILIDAD INSTALACIÓN PLANTA FOTOVOLTAICA PAPELES BIO BIO
SAN PEDRO DE LA PAZ, OCTAVA REGIÓN
1021-00-IF-ES-004
REV 0.

Edición:

Deutsche Gesellschaft für
Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH

Friedrich-Ebert-Allee 40
53113 Bonn • Alemania

Dag-Hammarskjöld-Weg 1-5
65760 Eschborn • Alemania

Nombre del proyecto:

Energía Solar para la Generación de Electricidad y Calor

Ministerio de Energía de Chile
Alameda 1449, Pisos 13 y 14, Edificio Santiago Downtown II
Santiago de Chile
T +56 22 367 3000
I www.minenergia.cl

Responsable:

Matthias Grandel / Ana Almonacid

En coordinación:

Marchant Pereira 150
7500654 Providencia
Santiago • Chile
T +56 22 30 68 600
I www.4echile.cl

Título:

MEMORIA DE CÁLCULO BODEGA 4000
FACTIBILIDAD INSTALACIÓN PLANTA PAPELES BIO BIO

Autor:**Aclaración:**

Esta publicación ha sido preparada por encargo del proyecto “Energía Solar para la Generación de Electricidad y Calor” implementado por el Ministerio de Energía y Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH en el marco de la cooperación intergubernamental entre Chile y Alemania. El proyecto se financia a través de la Iniciativa Internacional para la Protección del Clima (IKI) del Ministerio Federal de Medio Ambiente, Protección de la Naturaleza, Obras Públicas y Seguridad Nuclear (BMUB). Sin perjuicio de ello, las conclusiones y opiniones de los autores no necesariamente reflejan la posición del Gobierno de Chile o de GIZ. Además, cualquier referencia a una empresa, producto, marca, fabricante u otro similar en ningún caso constituye una recomendación por parte del Gobierno de Chile o de GIZ.

Santiago de Chile, 12-10-15

Contenido del informe

1. INTRODUCCIÓN	4
2. OBJETIVOS.....	4
3. ANTECEDENTES.....	5
3.1. PLANOS ESTRUCTURALES.	5
3.2. DOCUMENTOS.....	5
3.3. NORMATIVA	5
4. DESCRIPCION GENERAL.....	6
5. INFORMACIÓN BÁSICA.....	8
5.1. MATERIALES	8
6. BASES DE DISEÑO	8
6.1. CARGAS BÁSICAS	8
6.2. COMBINACIONES DE CARGA	10
6.2.1. Estabilidad.....	10
6.2.2. Esfuerzos	10
Condiciones eventuales	10
7. METODOLOGÍA	10
8. MODELO ESTRUCTURAL.....	11
8.1. MODELACIÓN RISA 3D.....	11
8.2. CARGA APLICADAS.	14
8.3. RESULTADOS DISEÑO.....	23
8.3.1. Bodega 4000	23
8.3.1.1. ESFUERZOS FLEXO COMPRESIÓN.	23
8.3.1.1. DEFORMACIONES	25
8.3.1.1. RESUMEN DE LOS RESULTADOS.	27
8.3.2. Bodega 3000	28
8.3.2.1. ESFUERZOS FLEXO COMPRESIÓN.	28
8.3.2.2. ESFUERZOS DE CORTE.	29
8.3.2.3. DEFORMACIONES	30
8.3.2.4. RESUMEN DE LOS RESULTADOS.	35
9. INFLUENCIA PLANTA SOLAR SOBRE ESTRUCTURA	35
9.1. PANELES INTEGRADOS	36
9.2. PANELES INCLINADOS.....	41
9.2.1. Bodega 4000	41
9.2.2. Bodega 3000	44
9.2.3. Resultados Obtenidos.	46
9.3. ANÁLISIS DE LA BODEGA 3000.	47
9.3.1. Modelación.....	47
9.3.2. Resultados Obtenidos.	51
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	52
10.1. BODEGA 4000	52
10.2. BODEGA 3000	52

1. INTRODUCCIÓN

El Ministerio de Energía en conjunto con GIZ (Sociedad Alemana de Cooperación Internacional) está desarrollando el proyecto “Energía solar para la generación de electricidad y calor”. En este contexto se está estudiando la implementación de una planta solar fotovoltaica en la planta de Papeles Bio Bio ubicada en la comuna de San Pedro de la Paz, en la octava región del país. La planta solar se pretende ubicar en las distintas estructuras de techo disponibles en la planta o en una superficie a nivel de suelo. Para definir la factibilidad de ocupar las superficies de los techos de las distintas naves que existen en la planta, es necesario realizar una evaluación del punto de vista estructural para determinar la viabilidad de que las estructuras puedan soportar las solicitaciones que impondrán los paneles.

Realizada la visita a terreno y análisis de factibilidad se determina que las naves con mayores ventajas técnicas para soportar los paneles corresponden a las denominadas Bodega 3000 y Bodega 4000.

2. OBJETIVOS

El objetivo del presente documento es presentar la verificación estructural de las naves denominadas Bodega 3000 y Bodega 4000 para las nuevas solicitaciones impuestas por los paneles solares sobre el techo, identificando si se necesitan algunos refuerzos para dar cumplimiento con la normativa vigente.

3. ANTECEDENTES

3.1. Planos Estructurales.

Bodega 4000	
Nombre	Número
Planta de techo elevacion eje 8	PBB-45-M-132-2
Marco M1-Det 2-Portones	PBB-45-M-133-3
Detalles de Estructura	PBB-45-M-134-1
Marco M2-Tijeral T1-Detalles	PBB-45-M-135-2
Fundaciones	PBB-45-C-61
Fundaciones	PBB-45-C-62
Bodega 3000	
Nombre	Número
Estructura Resistente - Esquema general y Ubicación	PBB-45-C-118
Estructura Resistente - Columnas Tipo	PBB-45-C-119
Estructura Resistente - Frontones	PBB-45-C-120
Estructura Resistente - Contravientos Costados y vigas	PBB-45-C-121
Estructura Resistente - Fundaciones	PBB-45-C-122

3.2. Documentos

- Techumbre Papeles Bio Bio (power point)
- Resultados Simulación PVSOL

3.3. Normativa

- ACI 318-05. "Código de Diseño de Hormigón Armado". American Concrete Institute.
- NCh 432.Of71. Cálculo de Acción del Viento sobre las Construcciones.
- NCh 2369.Of2003. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.
- NCh1537.Of2009. Diseño Estructural de Edificios- Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso. Instituto Nacional de Normalización.
- AISC-1989. American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Buildings of the American Institute of Steel Construction, 9th Edition, 1989.

4. DESCRIPCION GENERAL.

La planta de papeles Bio Bio se encuentra ubicada en la comuna de San Pedro de la Paz, en la octava región del Bio Bio. Se encuentra a las orillas del río Bio Bio y en el límite con la comuna de Concepción. La Figura 1 ilustra la ubicación general de la planta.

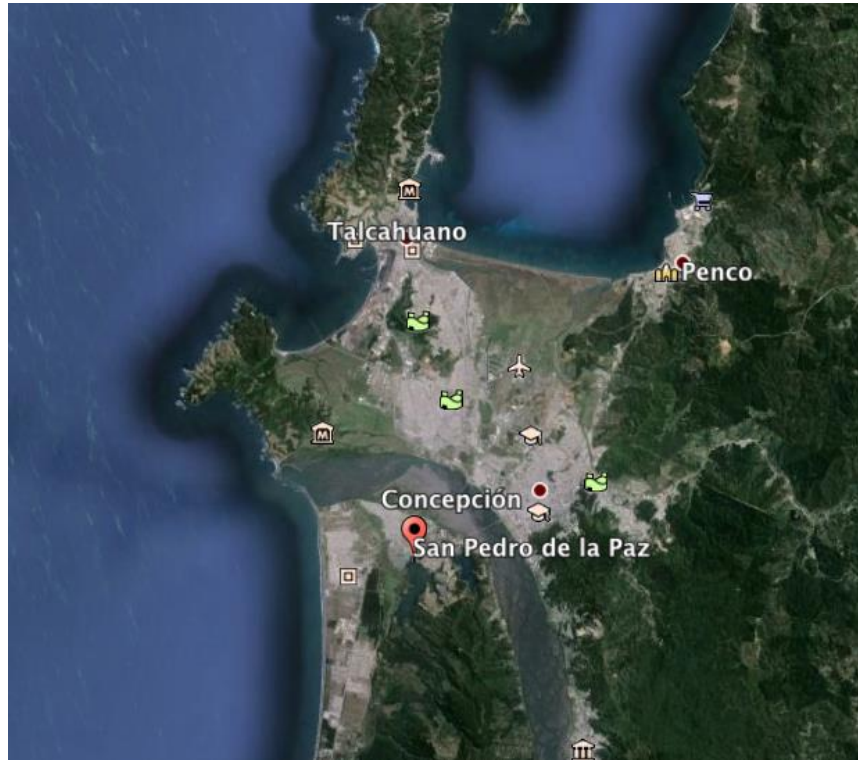


Figura 1. Ubicación General papeles Bio Bio

La Figura 2 muestra una planta específica de las instalaciones de Papeles Bio Bio.



Figura 2. Planta instalaciones Papeles Bio Bio.

En la Figura 3 se identifica las bodegas que serán verificadas como alcance del presente documento.

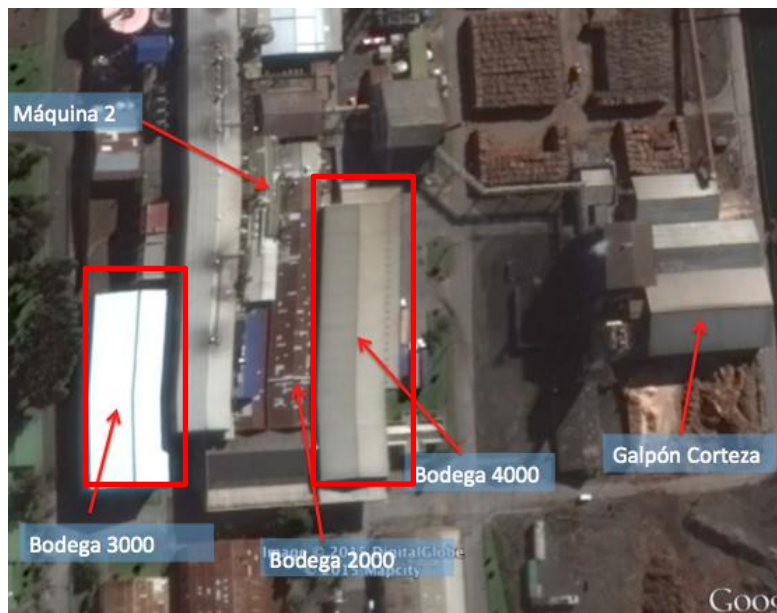


Figura 3. Edificios disponibles – Bodega 3000 y 4000.

De acuerdo a lo inspeccionado en terreno ambas bodegas presentan una estructura en buen estado y a priori no debiese tener problemas de resistir la carga de una planta solar.

Del punto de vista de la estabilidad global de la estructura, se debe evaluar si los sistemas de arriostramiento longitudinales son capaces de resistir la carga sísmica adicional que se origina por efecto de la planta solar sobre el techo.



Figura 4. Bodega 4000.



Figura 5. Bodega 3000.

5. INFORMACIÓN BÁSICA

5.1. Materiales

Los materiales utilizados para el diseño estructural del proyecto son los siguientes:

- Acero Estructural: ASTM A36.
 $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
- Hormigón: H-30
 $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

6. BASES DE DISEÑO

6.1. Cargas básicas

A continuación se describen las cargas básicas a utilizar en los cálculos.

a) Cargas Permanentes (D)

Se incluyen todos los pesos propios asociados a la estructura principal compuesta por acero estructural densidad $7850[\text{kg/m}^3]$, cubiertas de techo y peso propio de los paneles fotovoltaicos a instalar estimado en $20[\text{kg}]$ cada uno.

b) Sobrecarga (SC)

Para la bodega 4000 se considera una sobrecarga de techo de 100 kg/m^2 según lo establece la norma NCh.1537. De acuerdo a área tributaria mayor a $20[\text{m}^2]$ y pendiente de techo ($\text{tg}\alpha, \% > 30$) esta carga se reducirá por un coeficiente 0,32.

Para la bodega 3000 se considera una sobrecarga de techo de 100 kg/m^2 según lo establece la norma NCh.1537. De acuerdo a área tributaria mayor a $20[\text{m}^2]$ y pendiente de techo ($\text{tg}\alpha, \% > 25$) esta carga se reducirá por un coeficiente 0,33.

c) Sismo (E)

De acuerdo a la ubicación de las instalaciones y según la norma NCh. 2369 of.2003, se tiene:

- Zona Sísmica : Zona 3
- Aceleración efectiva máxima : $A_0 = 0,4g$.
- Razón de amortiguamiento : $\xi = 0,03$ (marcos de acero soldados)
- Factor de modif. de respuesta : $R = 5$ (estructuras de marcos dúctiles)
- Coeficiente sísmico máx. horizontal : $C_{m\text{áx}} = 0,23$.
- Coeficiente sísmico máx. vertical : $C_v = 0,27$.

Se considera la masa sísmica proporcionada por la instalación de los paneles fotovoltaicos sobre el techo de la nave.

d) Viento (W)

De acuerdo a NCh.432 of.71, se considera una carga mínima de viento de $106[\text{kg/m}^2]$, determinada para una altura de 10 metros a campo abierto. La presión básica a nivel de suelo considerada es de $70[\text{kg/m}^2]$.

Debido a la configuración y ubicación de la nave se analiza el viento transversal solo de Oriente a Poniente y longitudinal en sentido de Sur a Norte. Los factores de forma que se aplican se obtienen de la siguiente figura:

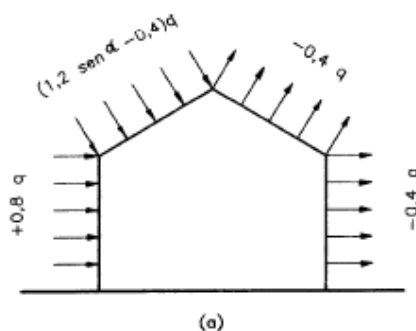


Figura 6. Factores cargas de viento.

6.2. Combinaciones de carga

A continuación se presentan las combinaciones necesarias para verificar la estructura.

6.2.1. Estabilidad

C_1 : D

C_2 : D + SC

C_3 : D + $W_{x,z}$

C_4 : D \pm $E_{x,y,z}$.

6.2.2. Esfuerzos

Condiciones normales

C_1 : D

C_2 : D + SC

Condiciones eventuales

C_3 : D + $0,75 \cdot W_{x,z}$

C_4 : D \pm $0,75 \cdot E_{x,y,z}$.

7. METODOLOGÍA

La estructura metálica será modelada en el software RISA 3D incorporando los elementos estructurales, cargas solicitantes y combinaciones presentadas en el presente documento obteniendo los esfuerzos en cada uno de ellos.

La verificación será por el método de tensiones admisibles ASD 9th edición.

Como criterio se aceptará como máximo factores de utilización $FU \leq 1,05$.

La deformación admisible para los distintos elementos serán las siguientes:

- Vigas L/300
- Columnas H/200

De acuerdo a los resultados obtenidos y si así fuese necesario, se determinarán los refuerzos requeridos para dar cumplimiento con la normativa vigente.

8. MODELO ESTRUCTURAL.

8.1. Modelación Risa 3D.

Ambas naves están configuradas en base a marcos espaciados uniformemente cada 5,5[m]. Cada marco está compuesto por columnas y vigas de sección variable como criterio de optimización de acero aumentando su sección en los encuentros con las columnas lugar donde se producen los máximos esfuerzos.

A continuación se presenta la información ingresada para el análisis estructural ambas bodegas en el programa computacional RISA 3D.

Las naves están estructuradas en base a marcos rígidos en el sentido transversal y marcos arriostrados en el sentido longitudinal. La condición de apoyo de los marcos es rotulada.

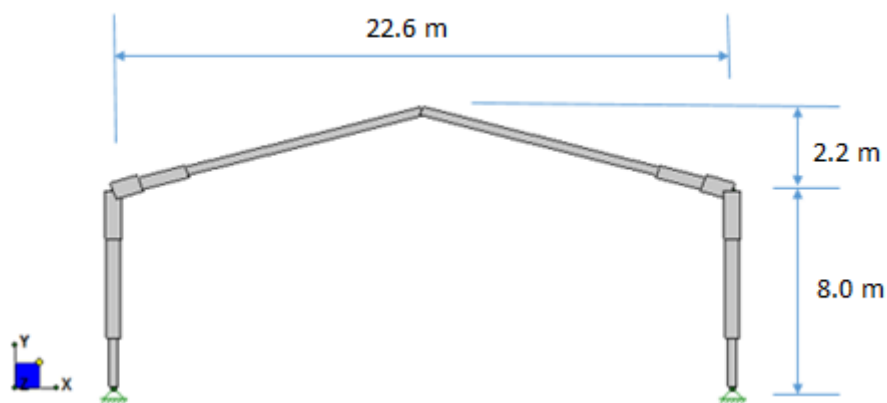


Figura 7. Marco típico bodega 4000 – Dimensiones.

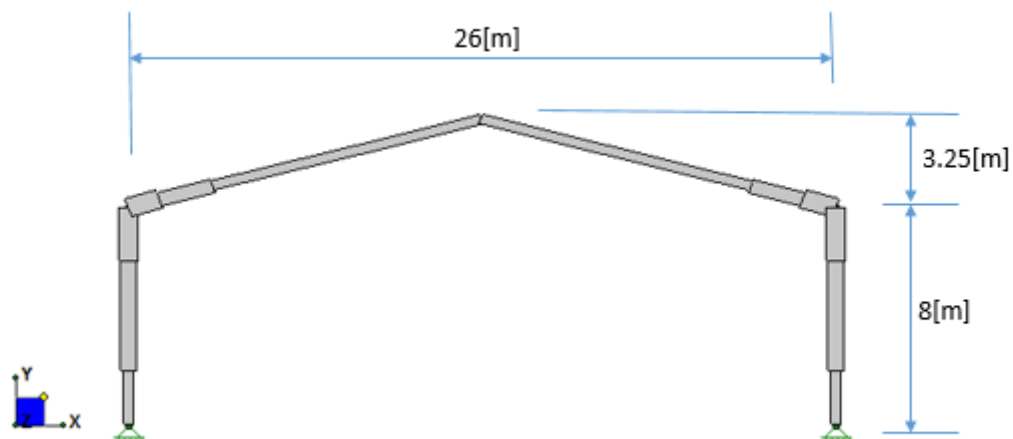


Figura 8. Marco típico bodega 3000 – Dimensiones.

Para representar la sección variable dentro del modelo, las columnas y vigas principales se dividen en 3 tramos representativos de acuerdo a las siguientes figuras.

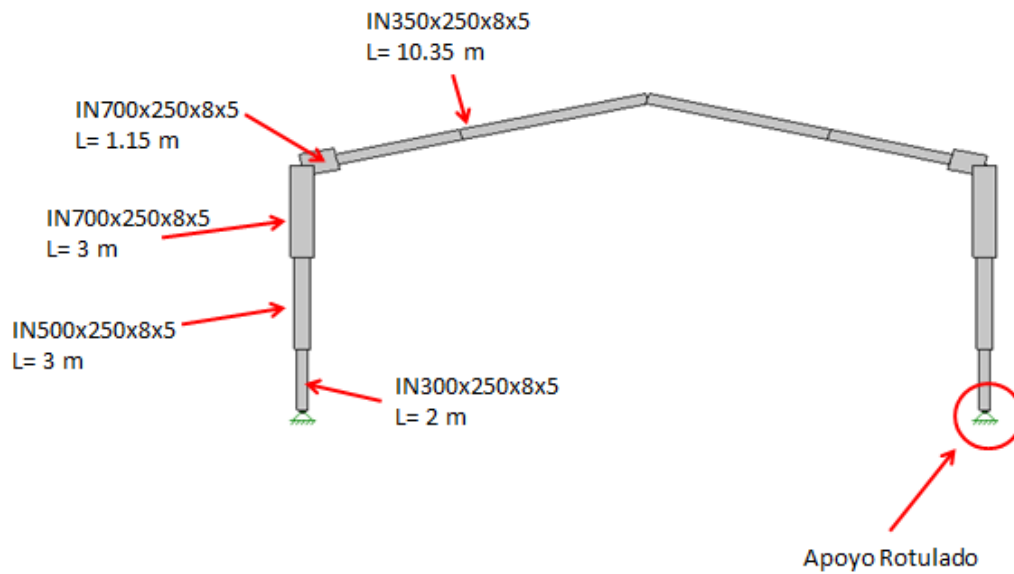


Figura 9. Marco típico bodega 4000 – Perfiles utilizados.

Los marcos de la bodega 4000 se encuentran apuntalados por perfiles IC 15x11.3 entre columnas y a nivel de techo.

Los arriostramientos laterales corresponden a perfiles IC 15x14.9, y los de techo corresponden a tensores de diámetro 12 mm.

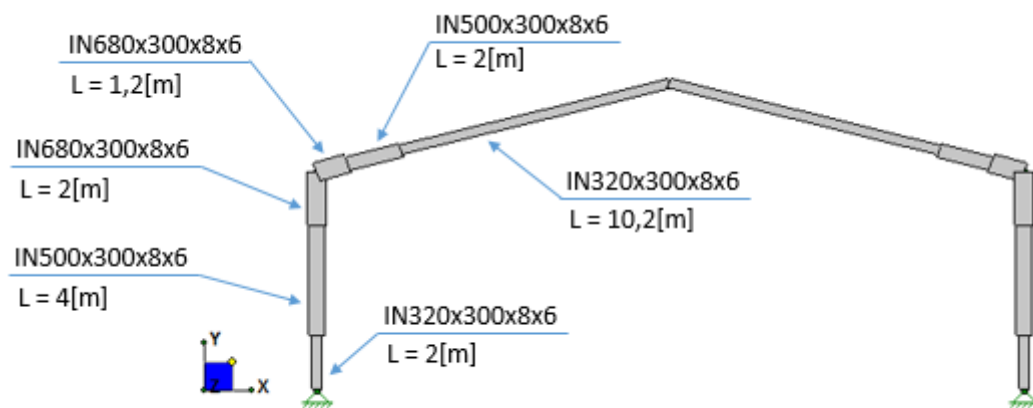


Figura 10. Marco típico bodega 3000 – Perfiles utilizados.

Los marcos de la bodega 3000 se encuentran apuntalados por perfiles TL6,5x10x10 entre columnas y TL6,5x11,8x10 a nivel de techo.

Los arriostramientos laterales y de techo corresponden a pletinas de 75x8[mm].

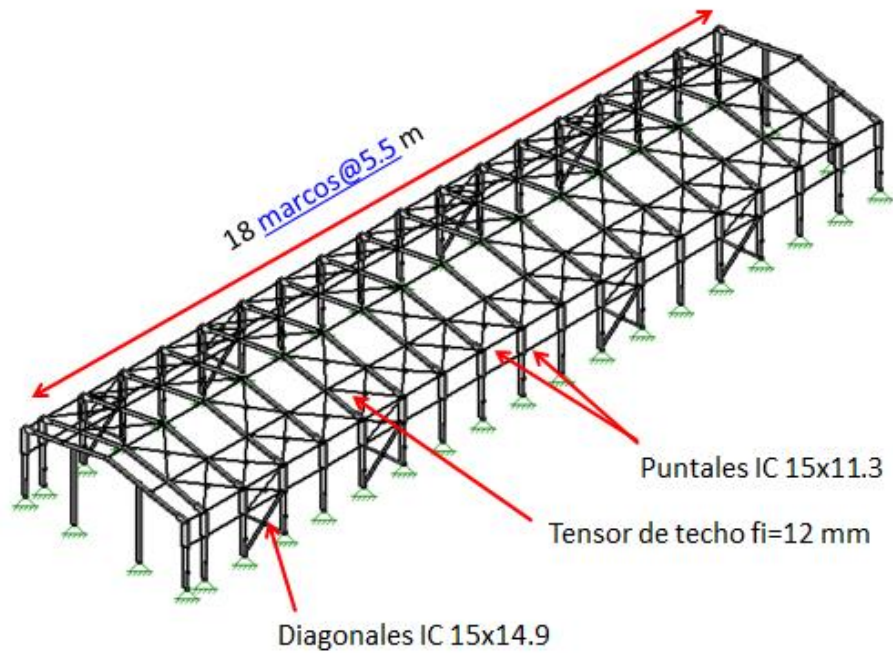


Figura 11. Modelo Estructural bodega 4000 – Isométrico.

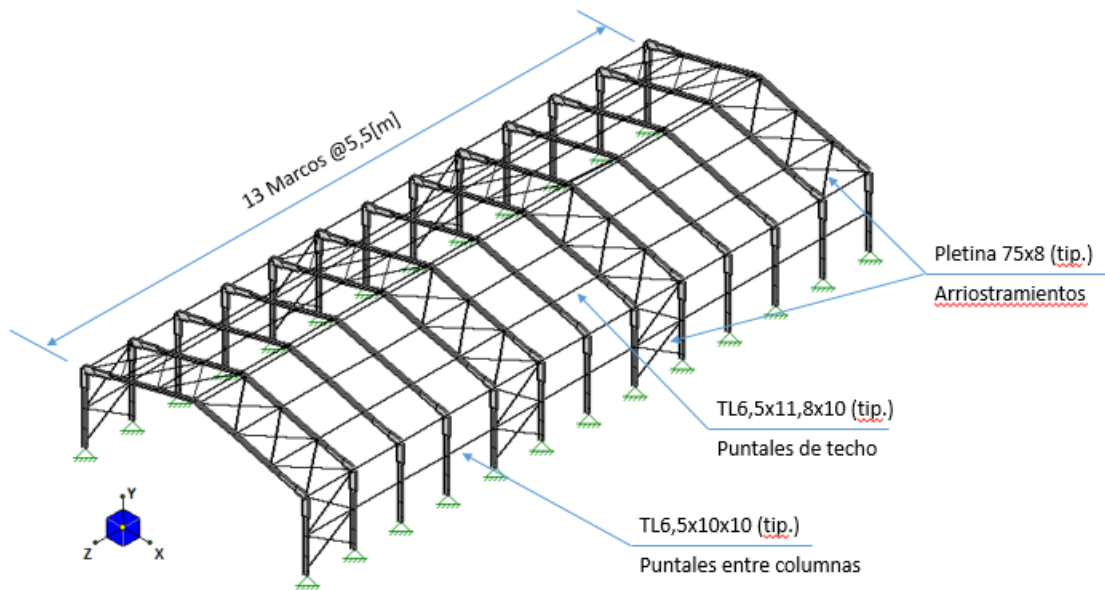


Figura 12. Modelo Estructural bodega 3000 – Isométrico.

8.2. Carga Aplicadas.

- **Carga Muerta (D):** Se considera el peso propio de la estructura ingresado automáticamente por el programa, además del peso de las costaneras y cubierta de techo.

Bodega 4000:

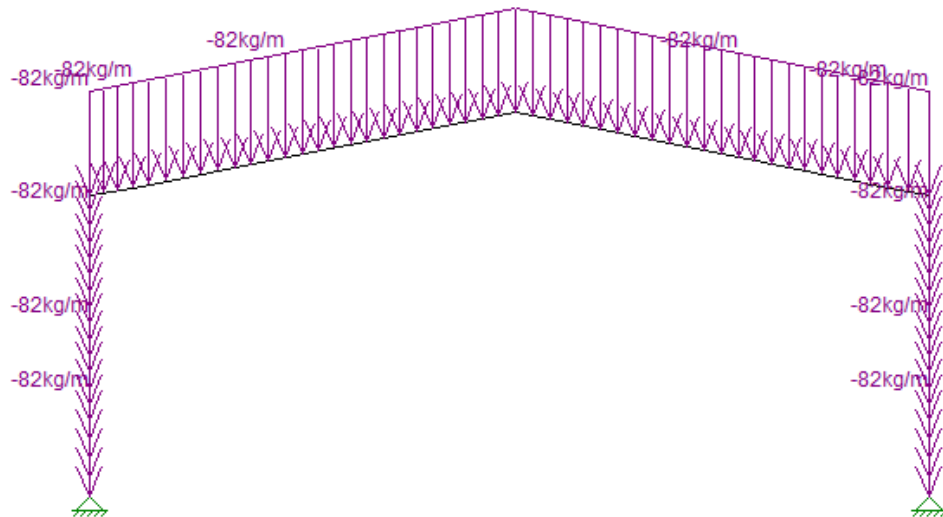


Figura 13. Peso propio costaneras (D).

Para el cálculo del peso de costaneras y revestimiento se consideró lo siguiente:

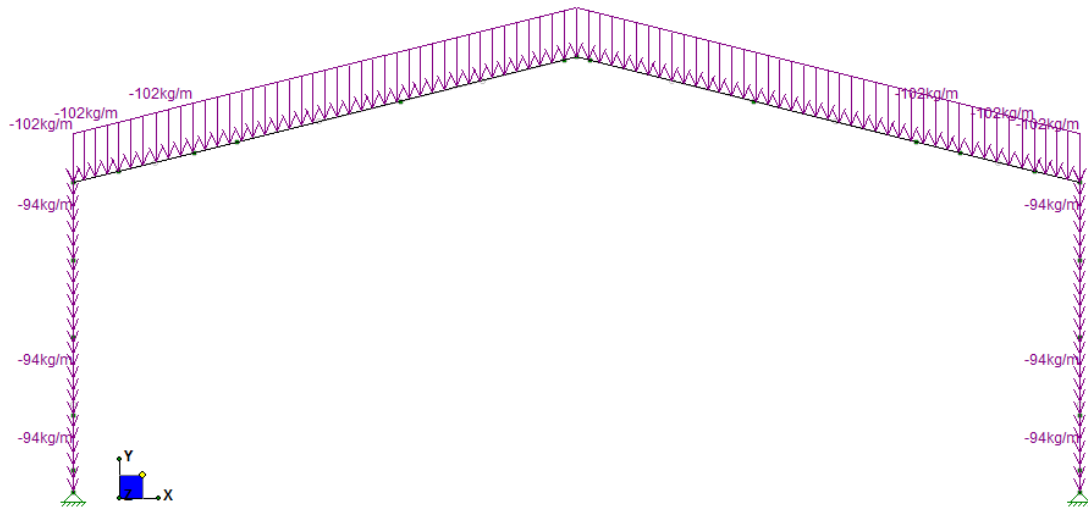
Peso Propio Costaneras

Peso costanera	5.66 kg
N° costaneras muro	6
Largo costanera	5.5 m
Peso en muro	23.3 kg/m
N° costaneras techo	10.0
Largo costanera	5.5
Peso en techo	26.6 kg/m

Peso Cubierta

Peso PV6	6 Kg/m ²
Separación cost. Techo	1.65 m
Peso techo	54.45 kg/m
Separación cost. Muro	1.65
Peso muro	54.45 kg/m

De lo anterior se obtuvo un peso aproximado de 82 Kg/m aplicado en columnas y vigas.

Bodega 3000:**Figura 14. Peso propio costaneras + cubierta techo (D).****Peso Propio Costaneras**

Peso costanera	9,8125 kg/m
N° costaneras muro	7
Largo costanera	5,5 m
Peso en muro	47,2 kg/m
N° costaneras techo	7,0
Largo costanera	5,5
Peso en techo	28,2 kg/m

Peso Cubierta

Peso PV6	6 Kg/m ²
Separación cost. Techo	2,235 m
Peso techo	73,755 kg/m
Separación cost. Muro	1,4
Peso muro	46,2 kg/m

- **Sobrecarga de techo (SC):**

Bodega 4000:

Considerando un ancho tributario de 5,5[m], se tiene:

Área tributaria marco	128.7	m2
Pendiente de techo	20	%
Reducción por A. tributaria	0.6	
Reducción por Pendiente	0.534	
Reducción total	0.3204	
Sobrecarga de Techo	32.04	Kg/m2
Carga sobre marco	176.22	Kg/m2

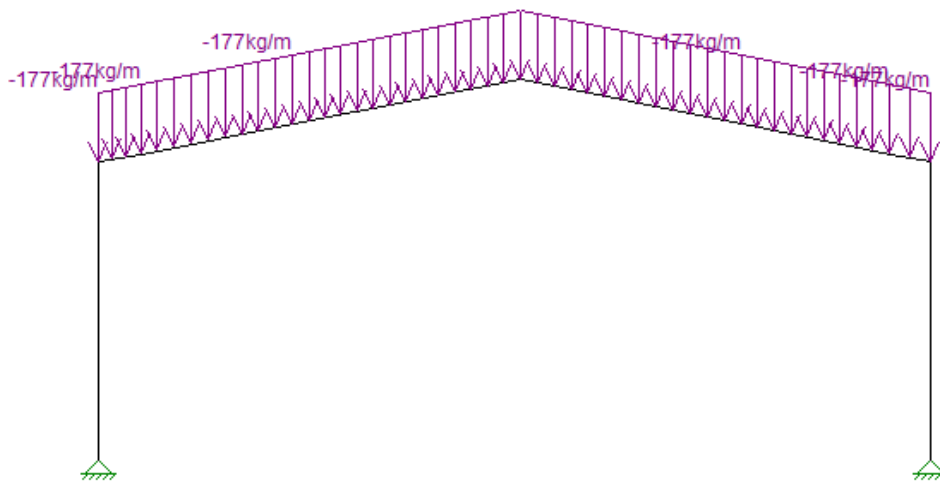


Figura 15. Sobrecarga de techo (SC).

Bodega 3000:

Considerando una carga uniforme de 33[kg/m²], con ancho tributario de 5,5[m], se tiene.

Sobrecarga de techo

Área tributaria marco	147,4	m2
Pendiente de techo	25	%
Reducción total	0,33	
Sobrecarga de Techo	33	Kg/m2
Carga sobre marco	181,5	Kg/m2

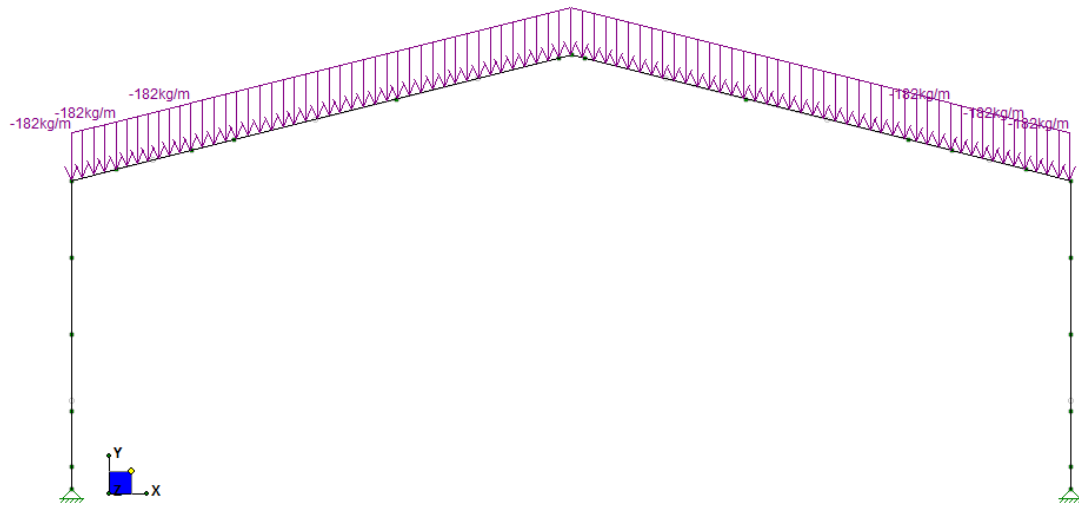


Figura 16. Sobrecarga de techo (SC).

- Carga de viento dirección x (W_x).

Bodega 4000:

Carga de viento

Altura considerada	10	m
Presión básica máxima	106	Kg/m ²
Presión básica mínima	70	Kg/m ²
Presión max muro Oriente	84.8	Kg/m ²
Presión max muro Occidente	56	Kg/m ²
Angulo techo	11	°
Presión techo	-18.1	Kg/m ²
Carga de viento min columna	308	kg/m
Carga de viento max columna	466	kg/m
Carga Techo barlovento	-100	kg/m
Carga Techo sotavento	233	kg/m

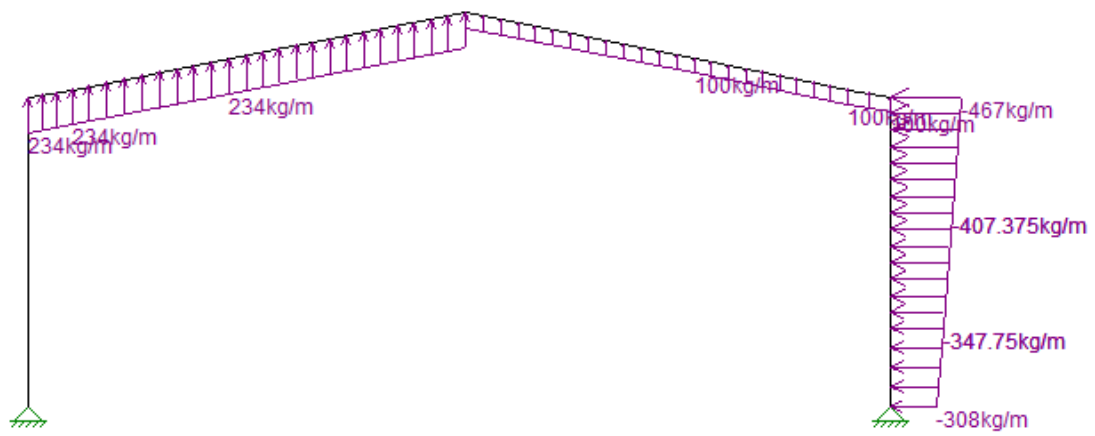


Figura 17. Viento en dirección x (Wx).

- Carga de viento dirección z (Wz).

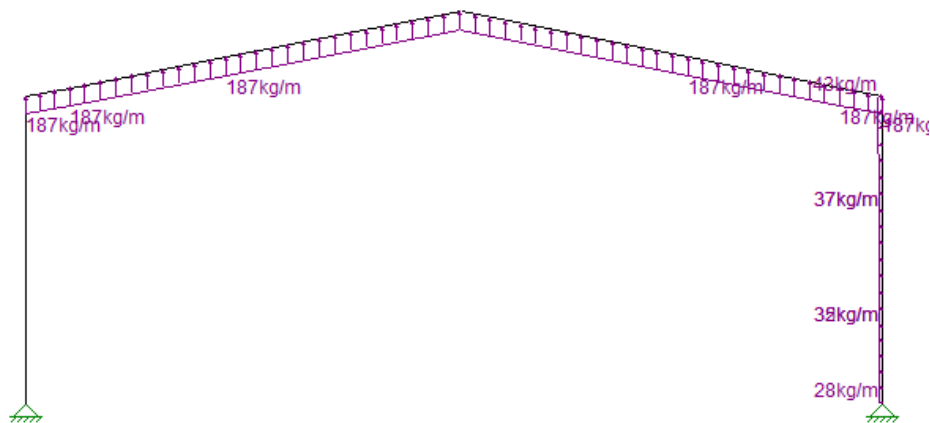


Figura 18. Carga de viento en dirección z (Wz).

Bodega 3000:**Carga de viento**

Altura considerada	11,25 m
Presión básica máxima	112 Kg/m ²
Presión básica mínima	70 Kg/m ²
Presión máx. muro Oriente	89,6 Kg/m ²
Presión min muro Oriente	56 Kg/m ²
Angulo techo	14 °
Presión techo	-12,3 Kg/m ²

Carga de viento min

columna **308 kg/m**

Carga de viento máx.

columna **493 kg/m**

Carga Techo barlovento **-68 kg/m**

Carga Techo sotavento **246 kg/m**

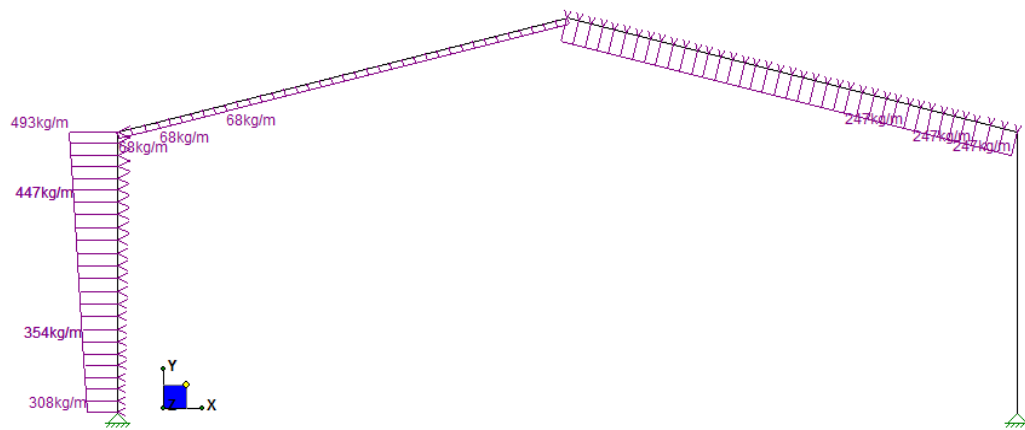


Figura 19. Viento en dirección x (Wx).

- Carga de viento dirección z (Wz).

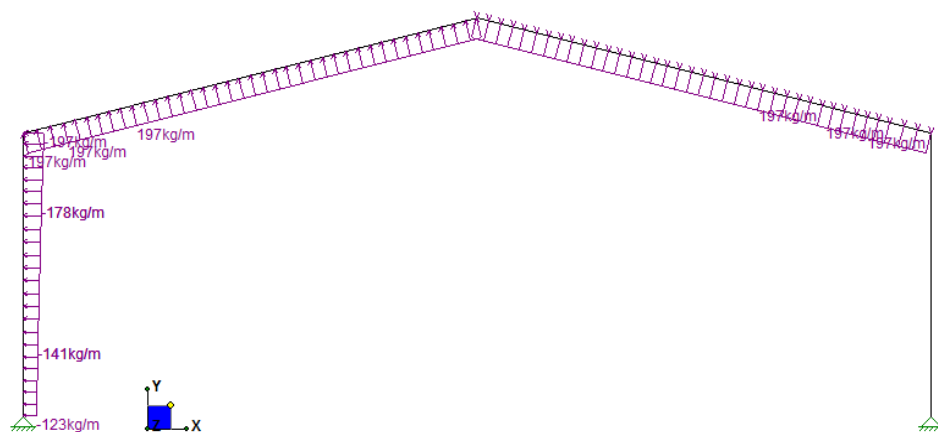


Figura 20. Carga de viento en dirección z (Wz).

- **Cargas sísmicas (E).**

Bodega 4000:

Dirección x:

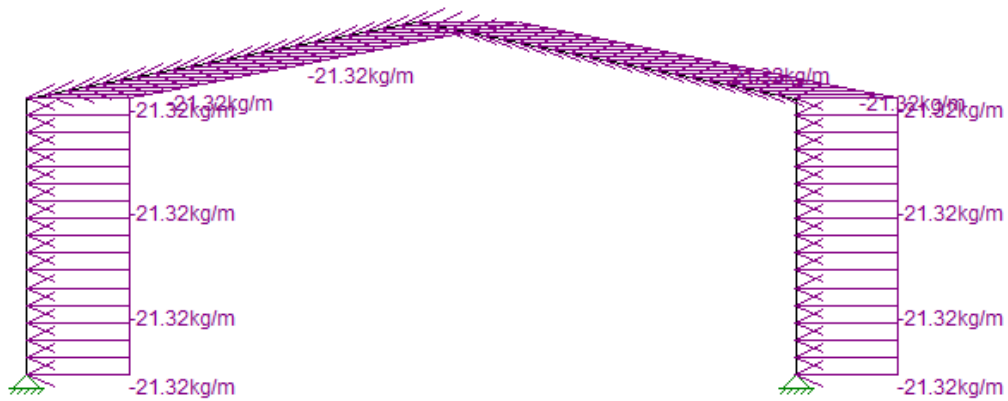


Figura 21. Cargas sísmicas dirección x (Ex).

Dirección y:

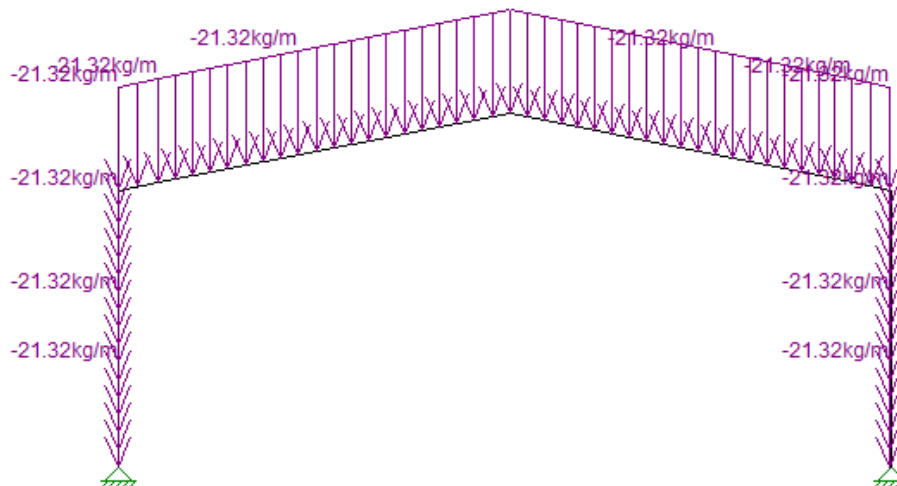


Figura 22. Cargas sísmicas dirección y (Ey).

Dirección Z:

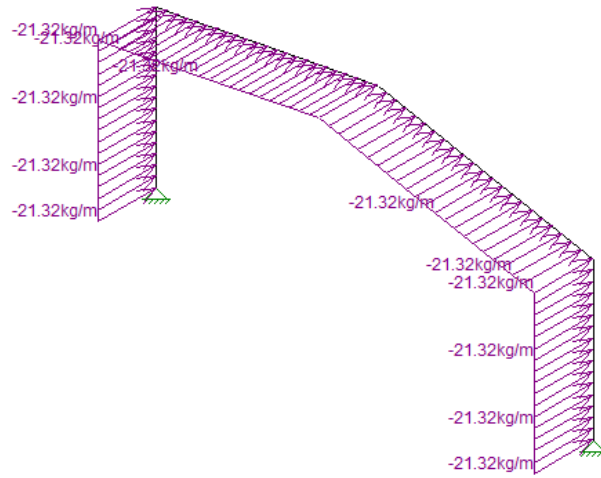


Figura 23. Cargas sísmicas dirección z (Ez).

Bodega 3000:

Dirección x:

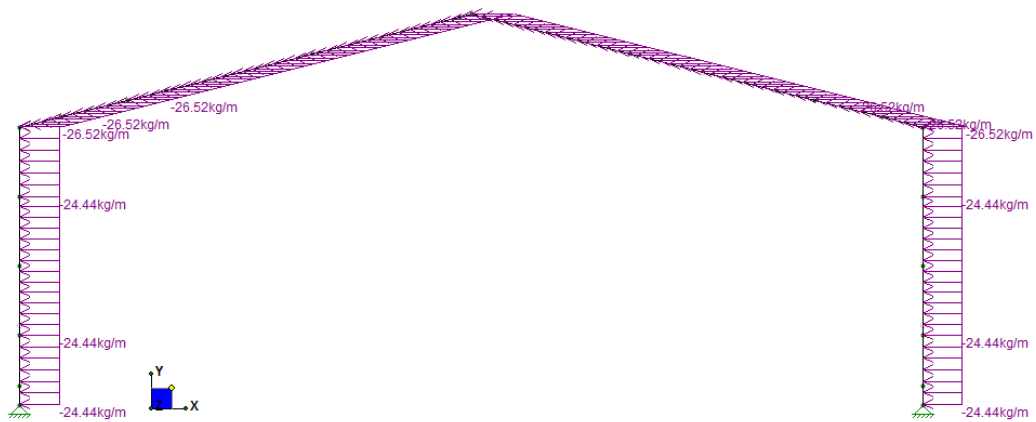


Figura 24. Cargas sísmicas dirección x (Ex).

Dirección y:

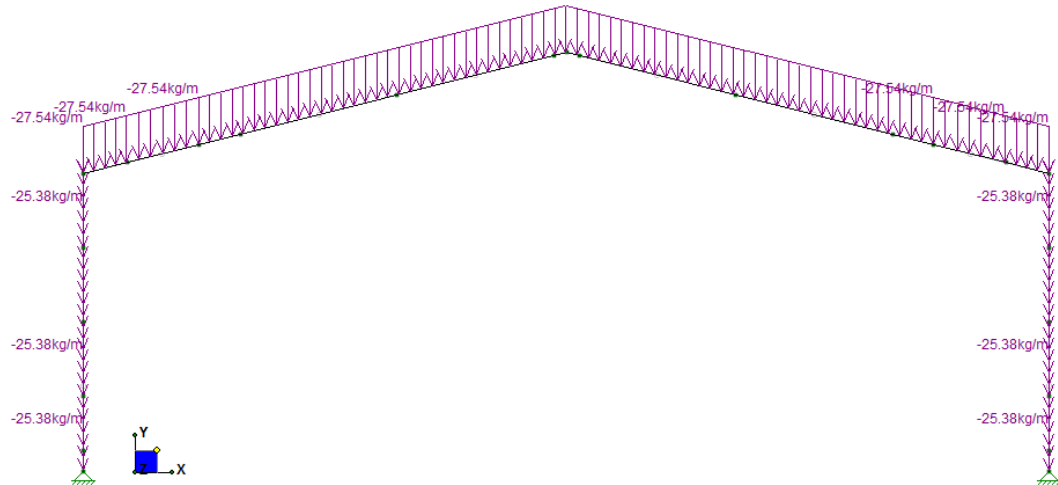


Figura 25. Cargas sísmicas dirección y (E_y).

- Dirección z.

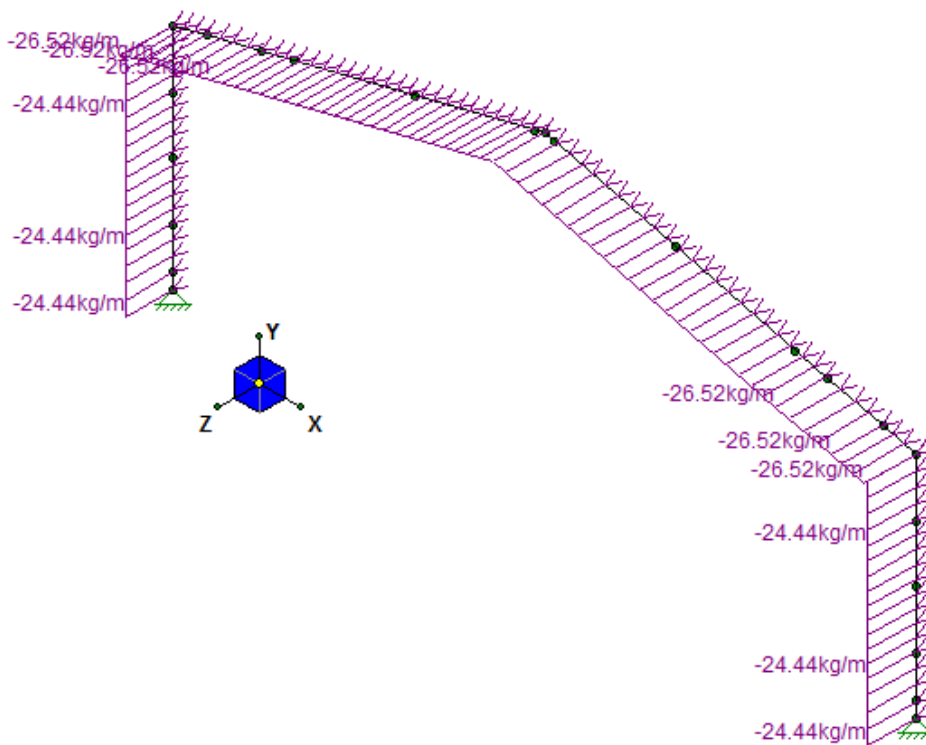


Figura 26. Cargas sísmicas dirección z (E_z).

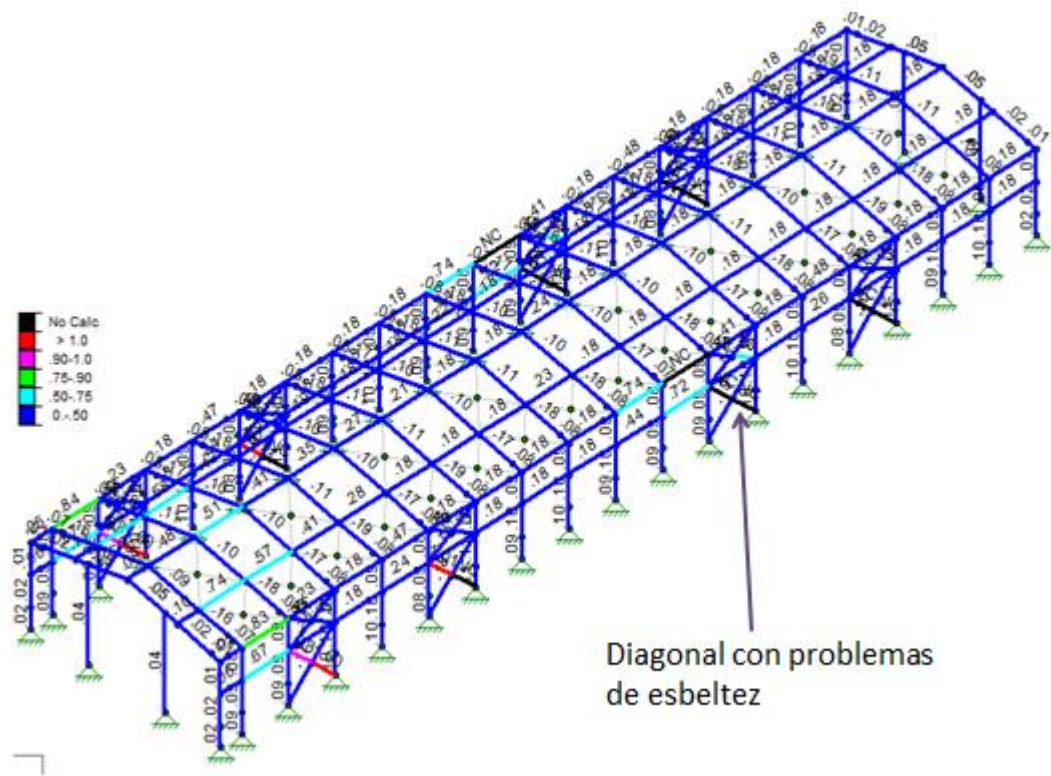


Figura 28. Factores de utilización combinación DL+0.75ELZ+0.75ELY.

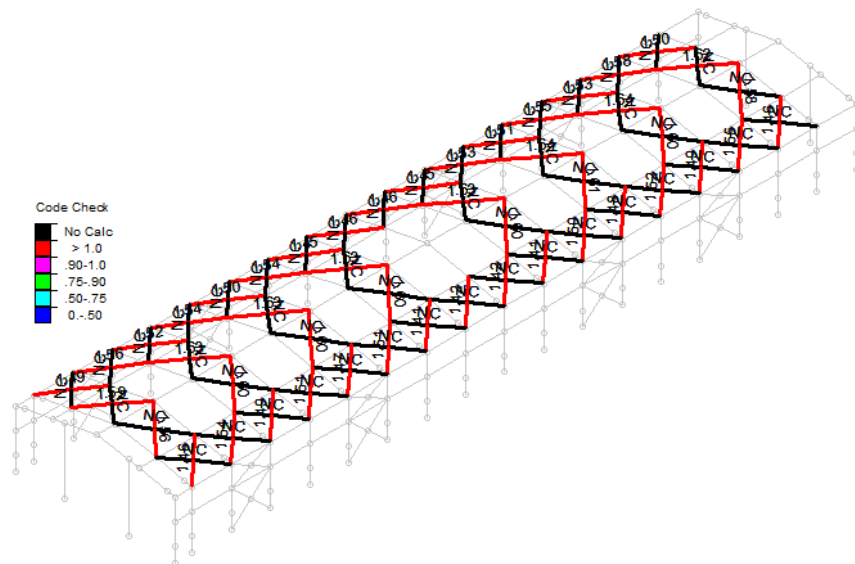


Figura 29. Factores de utilización tensores de techo DL+0.75ELZ+0.75ELY.

La Figura 29 indica los factores de utilización de los tensores de techo, los cuales tienen un FU >1 , sin embargo no se conoce el material de los tensores y se supuso un acero A36, el cual podría ser muy conservador. De todas formas es un elemento secundario que se puede reemplazar si fuese necesario.

8.3.1.1. Deformaciones

De la Figura 30 a la Figura 32 se muestran las deformaciones máximas de la estructura.

- La deformación máxima de la viga de techo corresponde a $2.027 \text{ cm} < L/300 = 2260/300 = 7.5 \text{ cm}$.
- La deformación máxima lateral de la nave, medida en el hombro, corresponde a $1.29 \text{ cm} < H/200 = 800/200 = 4 \text{ cm}$.
- La deformación máxima por sismo corresponde a 0.67 cm , que al multiplicarlo por el factor $R=5$, da una deformación sísmica de $3.35 \text{ cm} < 0.015 \cdot H = 0.015 \cdot 800 = 12 \text{ cm}$

Por lo tanto la estructura de la bodega 4000 cumple con las deformaciones admisibles.

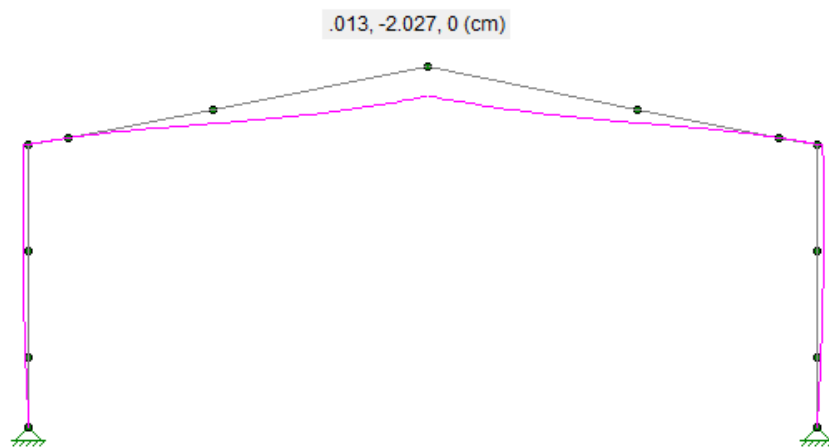


Figura 30. Deformación máxima Viga de techo (DL+SC).

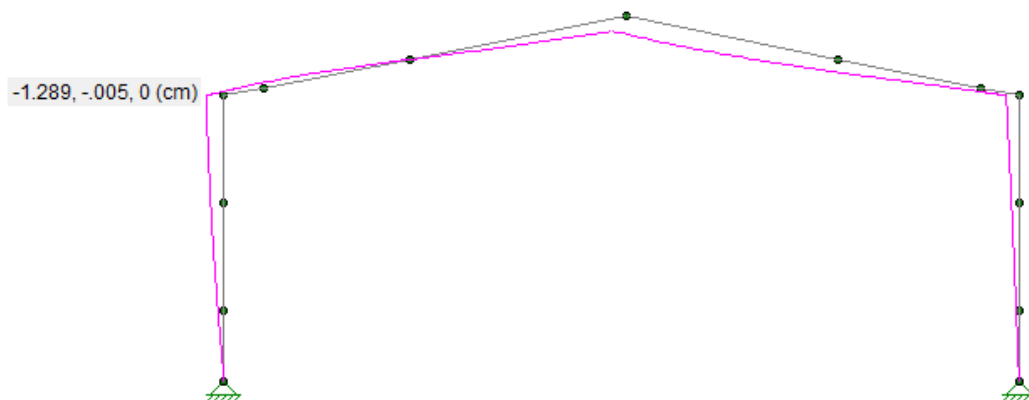


Figura 31. Deformación lateral máxima por viento (DL+WLX).

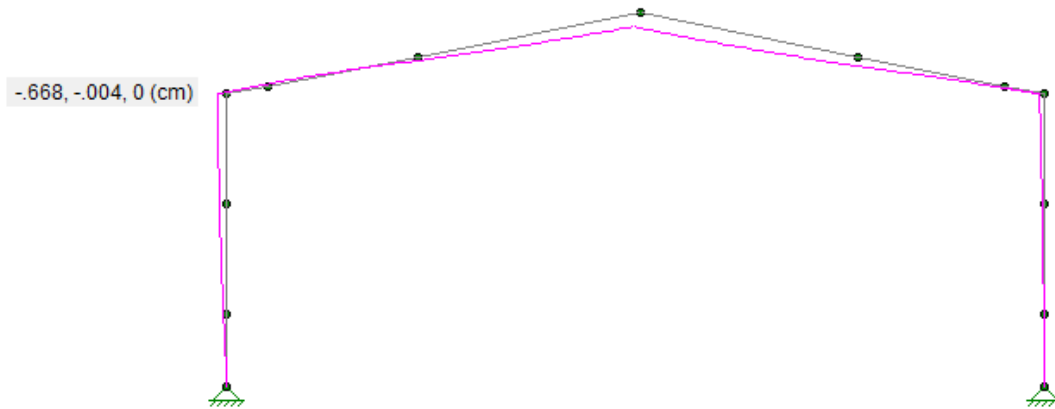


Figura 32. Deformación lateral máxima por sismo.

La Bodega 4000 no presenta apoyos solicitados a tracción debido que tiene carga de viento solo por el lado oriente. Por lo que se verificarán solo los pernos al corte, de acuerdo al siguiente esquema de placa base:

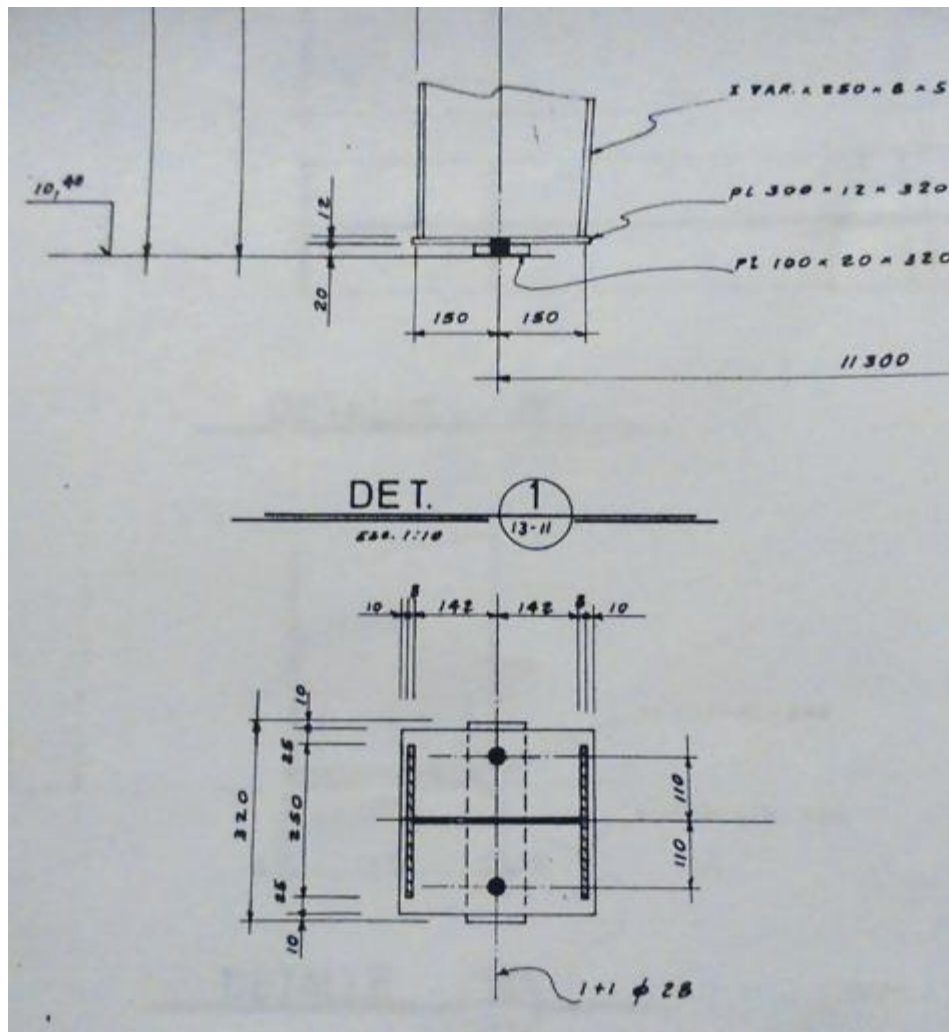


Figura 33. Placa base columnas marco principal Bodega 4000.

La Figura 34 indica la reacción máxima de corte sobre el apoyo, que es de 4.6 ton.

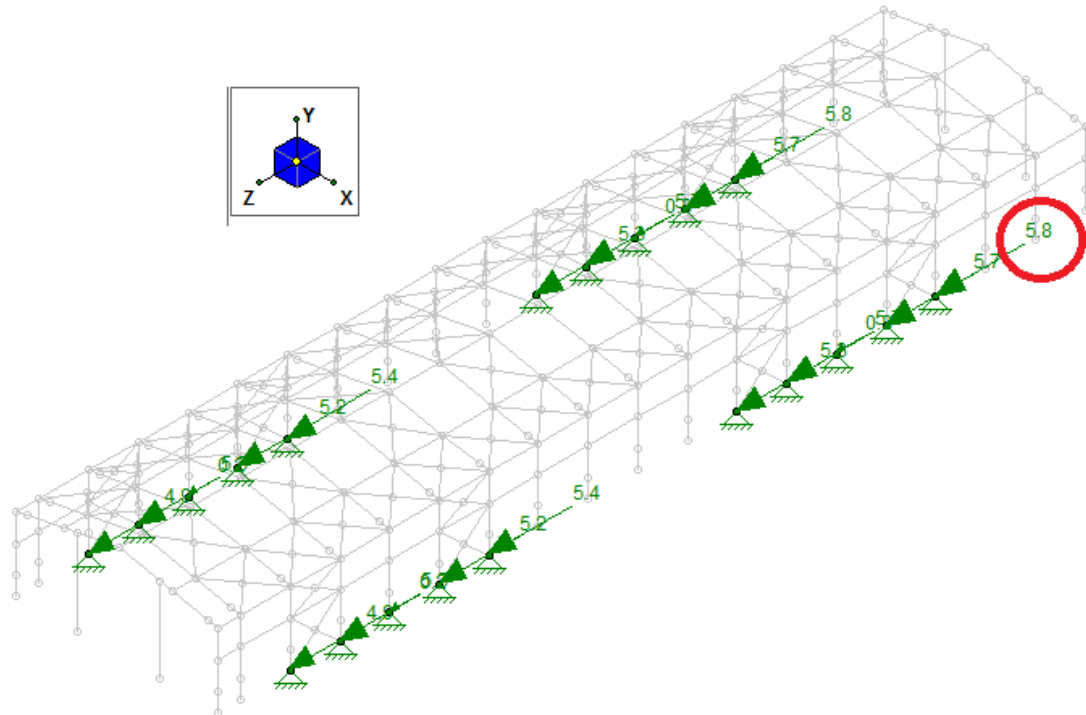


Figura 34. Reacciones máxima de corte para Sismo en sentido longitudinal (ton).

De acuerdo a lo indicado en la Figura 33 la conexión basal de la columna de la nave consta de 2 pernos de 28 mm de diámetro. Cuando se verifica la resistencia al corte se debe considerar solo el aporte de uno de éstos para el diseño. A continuación verificación al corte del perno:

$$V_{adm} = 0.4 * F_y * A_v$$

Donde $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $A_v = 6.15 \text{ cm}^2$

$$V_{adm} = 0.4 * F_y * A_v = 0.4 * 2530 * 6.15 = 6.2 \text{ ton} > 5.8 \text{ ton} \rightarrow OK$$

Los pernos son capaces de resistir la sollicitación por corte.

Si bien la normativa actual (NCh2369.Of2003) exige disponer de placas de corte en la base para sollicitaciones de corte basal > a 5 ton, la bodega 4000 data del año 1989 fecha en la cual no estaba vigente la norma NCh2369Of2003, por lo que el diseño es adecuado.

8.3.1.1. Resumen de los resultados.

Los resultados antes indicados muestran que la estructura principal de la bodega, el marco rígido compuesto por vigas y columnas, resisten sin problemas las sollicitaciones de viento, sismo y sobrecarga, siendo necesario algunos refuerzos menores en elementos secundarios en el caso de que se desee cumplir a cabalidad la normativa.

8.3.2. Bodega 3000

De acuerdo a las cargas y combinaciones indicadas anteriormente se obtienen los siguientes resultados.

8.3.2.1. Esfuerzos flexo compresión.

En la siguiente figura se presenta los resultados para la envolvente de diseño.

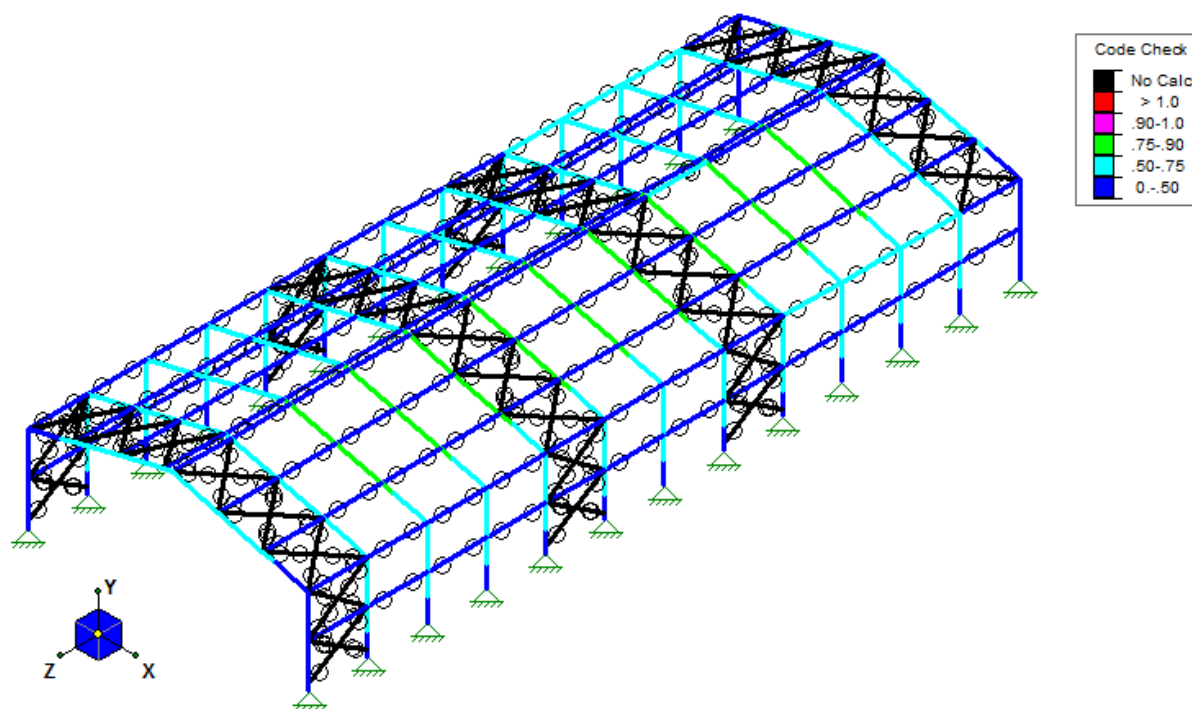


Figura 35. Envolvente flexo compresión.

En los marcos resistentes los factores de utilización de la estructura no superan $FU > 1,05$, siendo el elemento más solicitado la cuerda superior trabajando a un 90% de su capacidad. Sin embargo los arriostramientos no cumplen las consideraciones de esbeltez mínimas ni tampoco los requisitos de esbeltez sísmica para trabajar en tracción – compresión y por lo tanto se recomienda reforzarlos o reemplazarlos con perfiles que cumplan la razón de esbeltez mínima o mejor aún que cumplan la esbeltez sísmica $\lambda = L / r = 135$, que para este caso está controlada por el arriostramiento de techo donde:

$$\lambda = 135 = 350 / r \Rightarrow r = 2,6[\text{cm}] \text{ (radio de giro requerido).}$$

Si se desea que la estructura cumpla con la esbeltez mínima de acuerdo a los esfuerzos a los que está sometida, se debe reforzar ésta con diagonales verticales y de techo usando perfiles TL 6.5x11.9 (2 L6.5x6.5x0.4). La Figura 36 ilustra los factores de utilización con este cambio de perfil.

Si se desea cumplir la norma sísmica NCh 2369 del año 2003 se deben reemplazar las diagonales y puntales por perfiles TL 10x15.1 (2 L10x10x0.5).

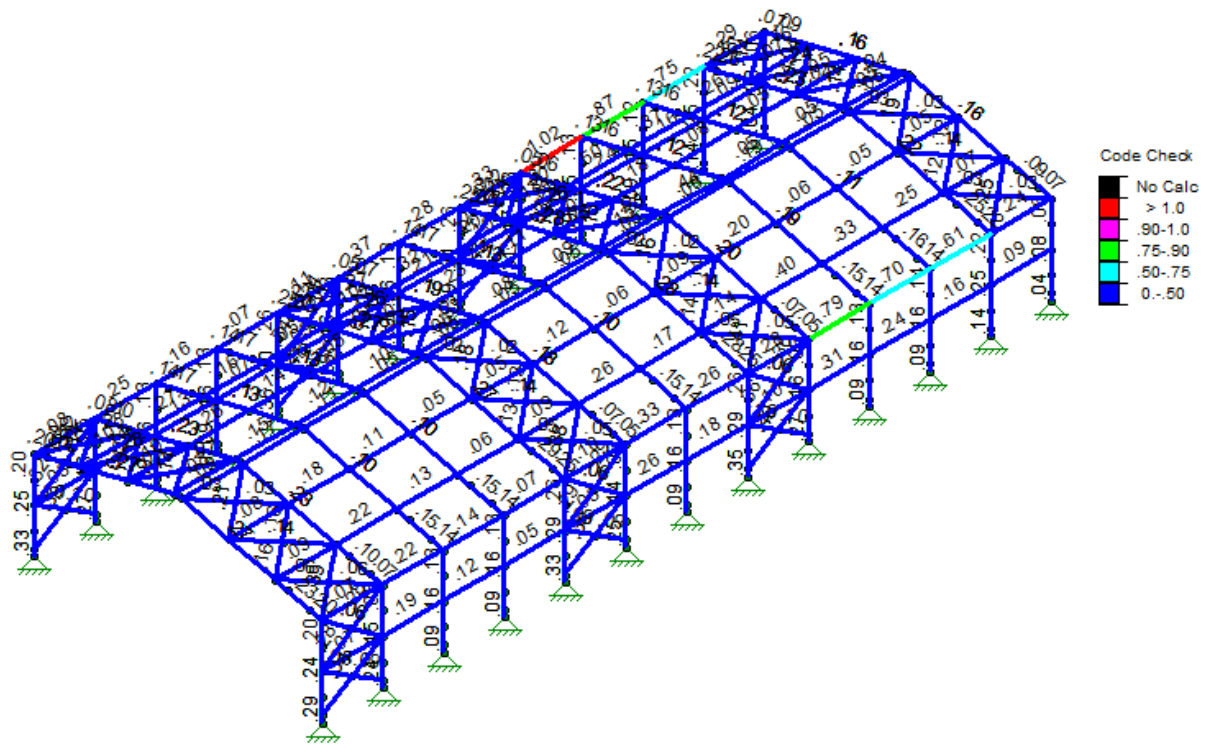


Figura 36. Factores de utilización con diagonales TL6.5x11.3.

8.3.2.2. Esfuerzos de corte.

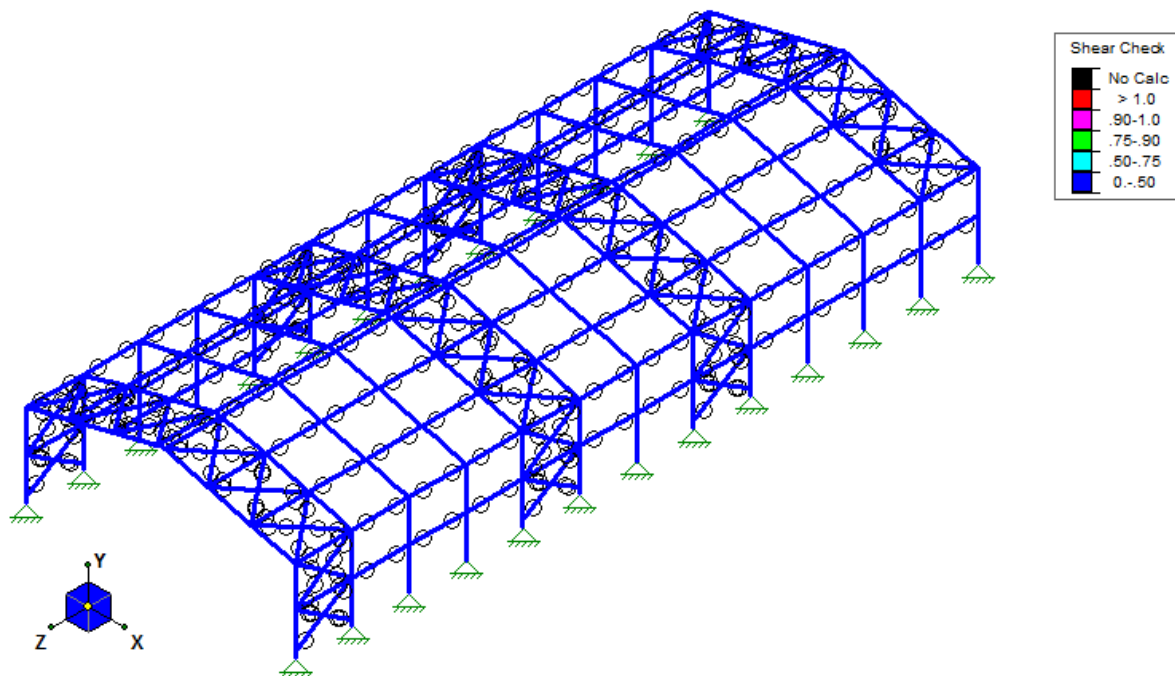


Figura 37. Envolvente de corte.

De acuerdo a los resultados los factores de utilización al corte no superan $FU < 0,5$, por lo tanto la estructura cumple los requerimientos de la normativa para estos efectos.

8.3.2.3. Deformaciones

Para la combinación normal D + SC, se tiene:

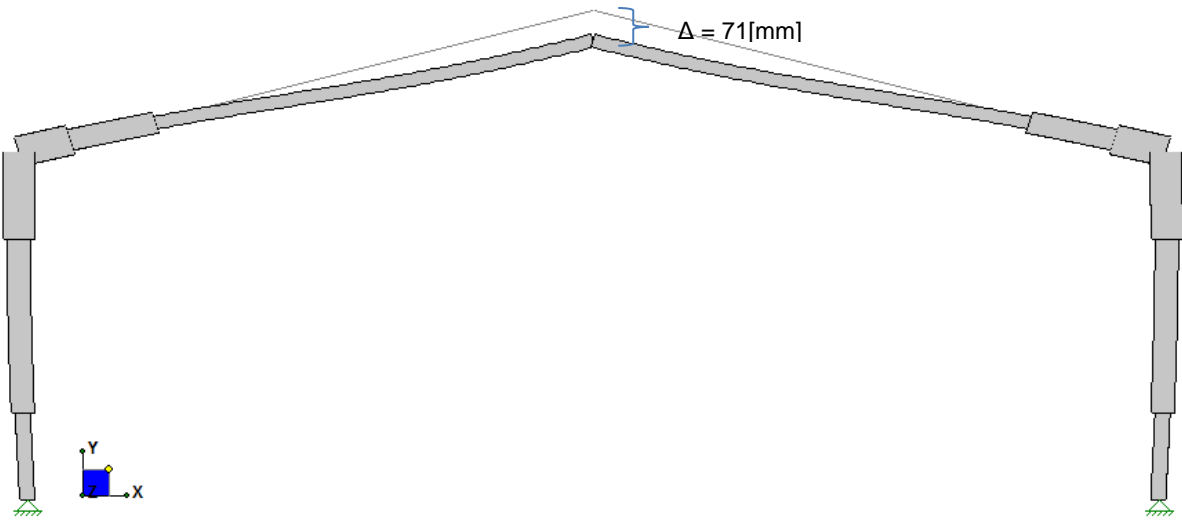


Figura 38. Deformada aumentada 10 veces, D + SC.

La deformación vertical admisible está dada por:

$$\Delta_{\text{adm}} = L / 300 = 26000 / 300 = 86,7[\text{mm}] > 71[\text{mm}], \text{ OK.}$$

Para la combinación D + W, se tiene:

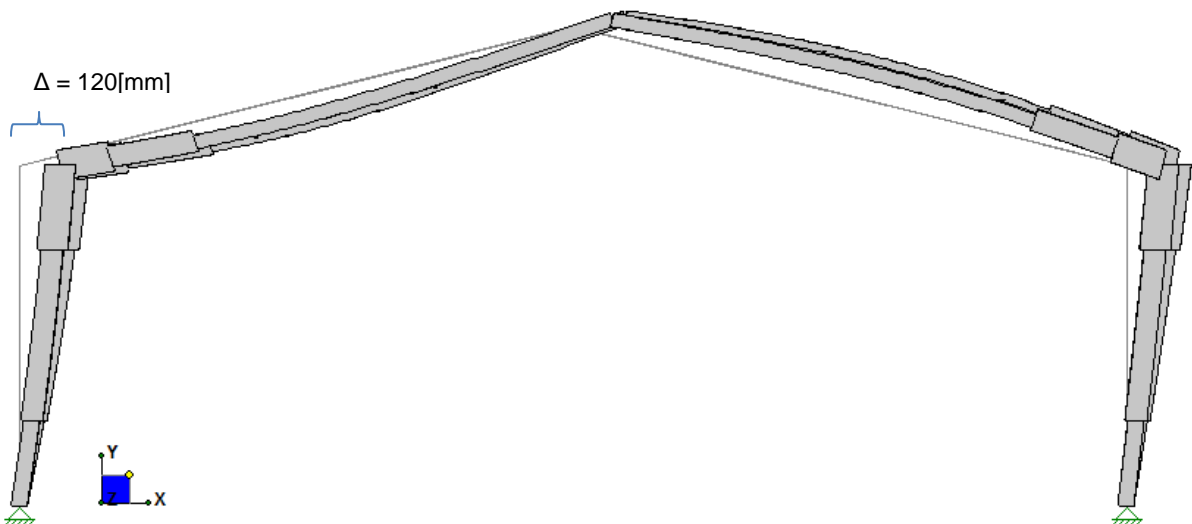


Figura 39. Deformada aumentada 10 veces, D + Wx.

La deformación horizontal admisible está dada por:

$$\Delta_{adm} = H / 200 = 8000 / 300 = 40[\text{mm}] < 120[\text{mm}], \text{ No cumple.}$$

Para las combinaciones sísmicas $D \pm E_{x,z}$ se tiene:

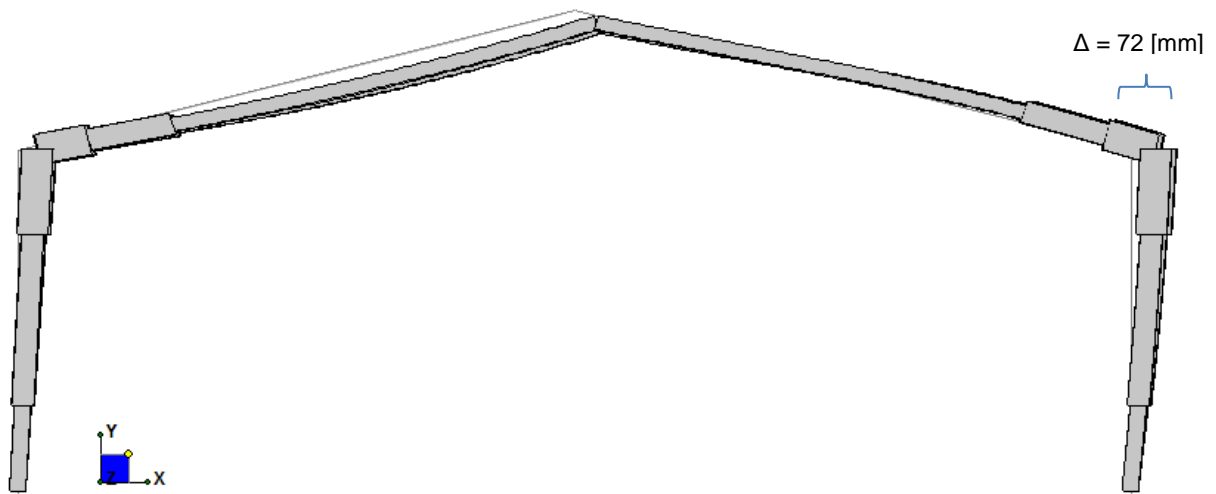


Figura 40. Deformada aumentada 10 veces sismo dirección x.

La deformación horizontal admisible está dada por:

$$\text{Sismo x: } \Delta_{adm} = 0,015 \cdot h = 0,0015 \cdot 8000 = 120[\text{mm}] > 72[\text{mm}], \text{ OK.}$$

La Bodega 3000 no presenta apoyos solicitados a tracción debido que tiene carga de viento solo por el lado oriente. Por lo que se verificarán solo los pernos al corte, de acuerdo al siguiente esquema de placa base:

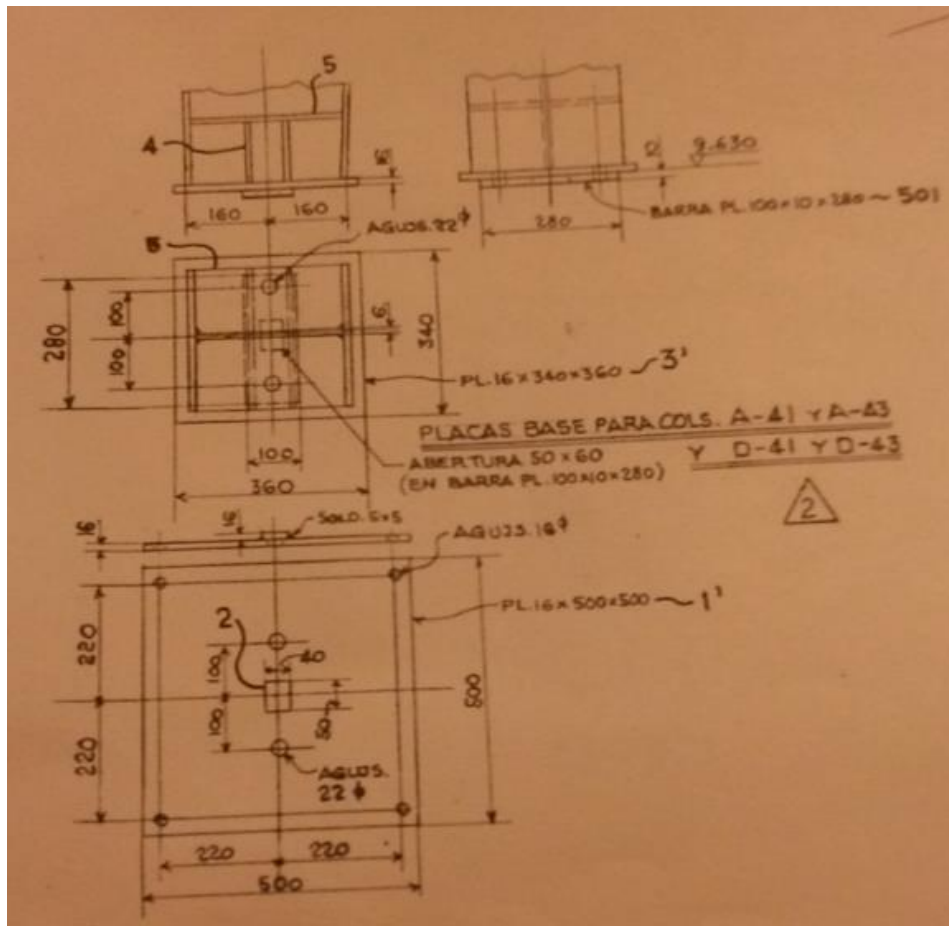
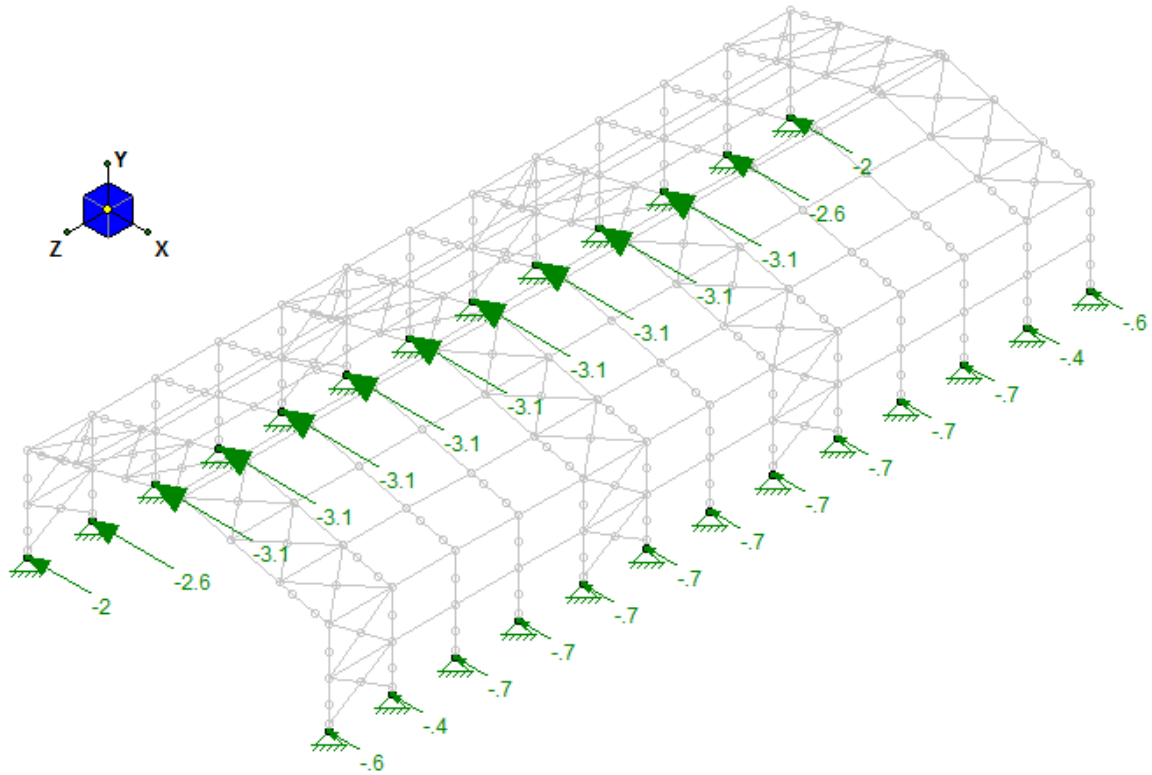


Figura 41. Placa base columnas marco principal Bodega 3000.

La Figura 42 indica la reacción máxima de corte sobre el apoyo, que es de 3,1 ton.



De acuerdo a lo indicado en la Figura 42 la conexión basal de la columna de la nave consta de 2 pernos de 19 mm de diámetro. Cuando se verifica la resistencia al corte se debe considerar solo el aporte de uno de éstos para el diseño. A continuación verificación al corte del perno:

Donde $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $A_v = 2,83 \text{ cm}^2$

$$V_{adm} = 0.4 * F_y * A_v = 0.4 * 2530 * 2,83 = 2,87 \text{ ton} < 3,1 \text{ ton} \rightarrow \text{No Cumple}$$

Para reforzar la placa base se recomienda disponer al menos 2 pernos de anclaje químicos de diámetro $d=5/8"$, que dan una resistencia a adicional de 2.1 ton por perno, instalados según lo indicado en la Figura 43 y Figura 44.

Perno anclaje hilti varilla HAS d=5/8"

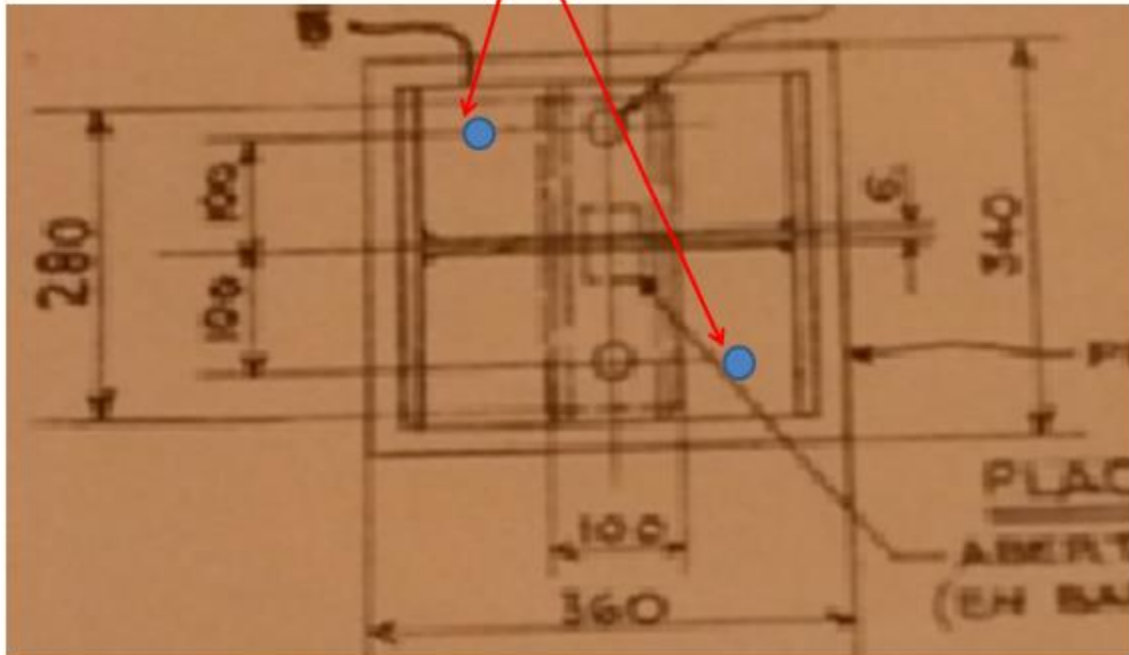
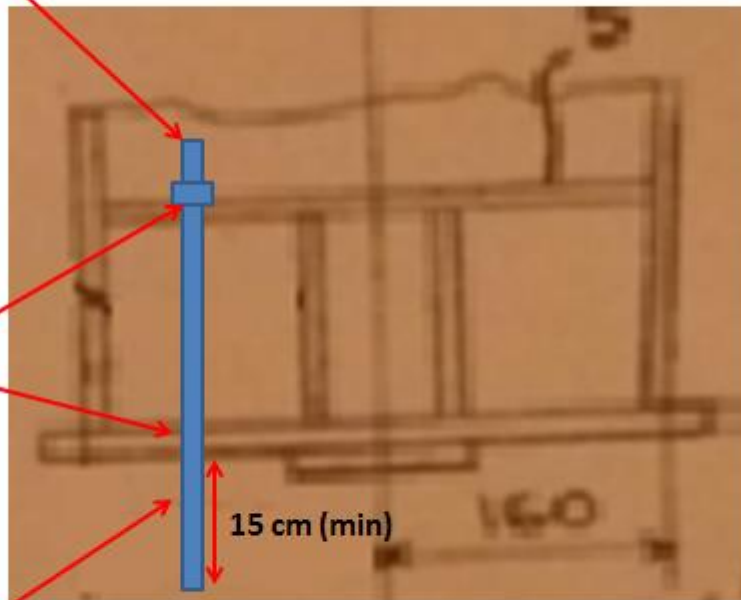


Figura 43. Vista en planta pernos de refuerzo en la base.

Perno anclaje hilti varilla HAS d=5/8"

**Diam.
Perforacion
d=11/16"**



Sistema adhesivo HVA o similar

Figura 44. Elevación pernos de refuerzo en placa base.

8.3.2.4. Resumen de los resultados.

De acuerdo a los resultados obtenidos la estructura cumple para las condiciones de esfuerzos de acuerdo a la normativa vigente salvo lo expresamente indicado respecto a los arriostramientos verticales y de techo para los cuales se recomienda reemplazar las pletinas existentes con un perfil que trabajen correctamente ante esfuerzos de tracción-compresión por solicitaciones sísmicas, cumpliendo los requerimientos de esbeltez correspondientes.

Los pernos de anclaje no son capaces de resistir las solicitaciones por viento, esto se puede solucionar incorporando pernos químicos de diámetro $d=5/8"$.

En cuanto a deformaciones la estructura sobrepasa los límites admisibles para la combinación de peso propio más viento (D+W), sin embargo esto no compromete la estabilidad de la estructura y por lo tanto no tiene carácter crítico.

9. INFLUENCIA PLANTA SOLAR SOBRE ESTRUCTURA

De acuerdo a la modelación realizada por GIZ, existen 2 opciones de disponer los paneles sobre el techo de la bodega 4000:

1. Paneles integrados a la techumbre siguiendo la pendiente de techo, como se esquematiza en la Figura 45. En esta opción se considera la instalación de 400 paneles en el agua oriente de la techumbre con una potencia total d 100 kWp.

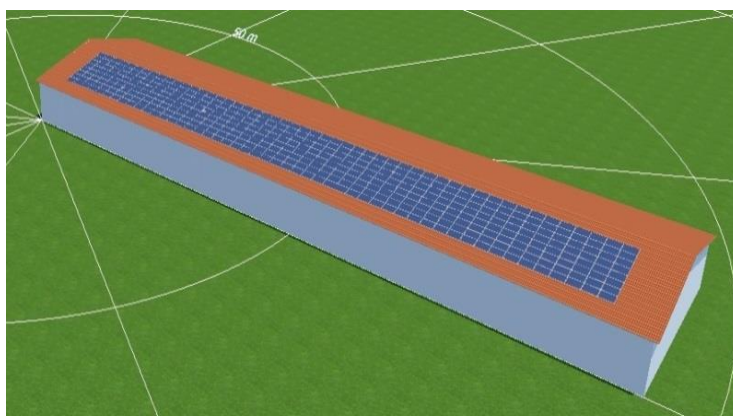


Figura 45. Disposición paneles integrados.

2. Paneles inclinados en 30° con orientación Norte, considerando ocupar un agua de la techumbre de la bodega 4000 y un agua del techo de la bodega 3000 para completar la planta de 100 kWp (Ver Figura 46).

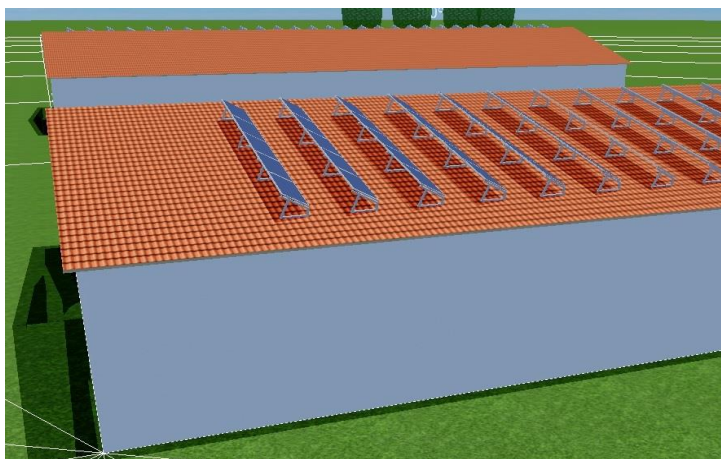


Figura 46. Disposición paneles inclinados.

La Tabla 1 indica el peso y dimensiones de los paneles utilizados en la modelación.

Tabla 1. Peso y Dimensiones paneles.

Dimensiones y peso	
Dimensiones [mm]	1.685 x 993
Altura del marco [mm]	50
Peso [kg]	aprox. 20

9.1. Paneles Integrados

Para el caso 1 propuesto no hay inconvenientes para condiciones normales de carga (sin Sismo), debido a que los paneles pesan ($20 \text{ kg} / 1.7\text{m}^2 \approx 12 \text{ kg/m}^2$), y suponiendo un peso razonable de elementos secundarios de apoyo para el panel de 10 Kg/m^2 se tiene una carga total de 22 kg/m^2 , la cual es menor a la sobrecarga de techo antes utilizada de 32 kg/m^2 , por lo que para cargas estáticas la estructura no tendrá problemas para soportar la carga impuesta por los paneles.

Para el análisis sísmico se debe considerar que se está adicionando un peso muerto de 400 paneles más su estructura de apoyo en los 680 m^2 que ocuparán los paneles. La carga muerta total adicionada corresponde a:

$$Q = 400 * 20\text{kg} + 680\text{m}^2 * 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 14800 \text{ kg} = 14.8 \text{ ton}$$

Considerando una carga adicional de la planta de 22 kg/m^2 , se tiene una carga tributaria sobre cada marco de $22 \text{ kg/m}^2 * 5.5\text{m} = 121 \text{ kg/m}$ por cada marco. En la Figura 47 se muestra la aplicación de esta carga, y en la Figura 48 la carga sísmica asociada a esta nueva carga muerta.

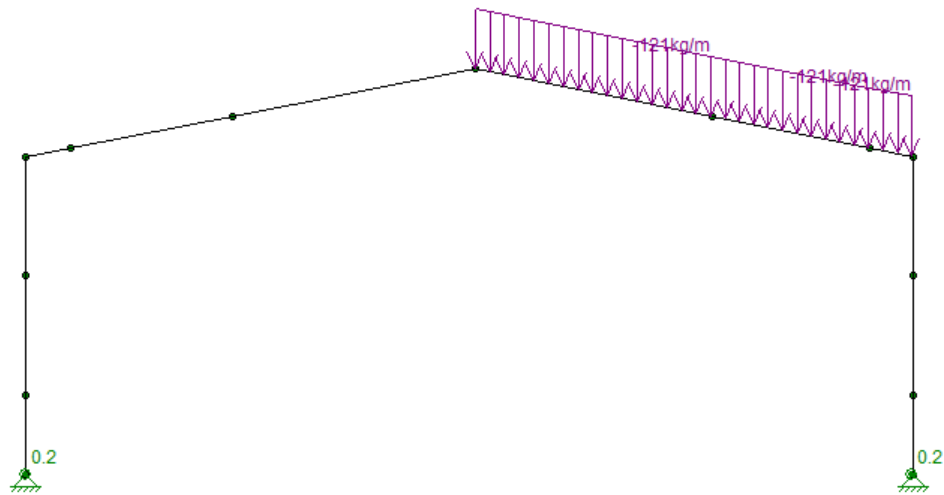


Figura 47. Carga Paneles integrados en agua oriente de la bodega.

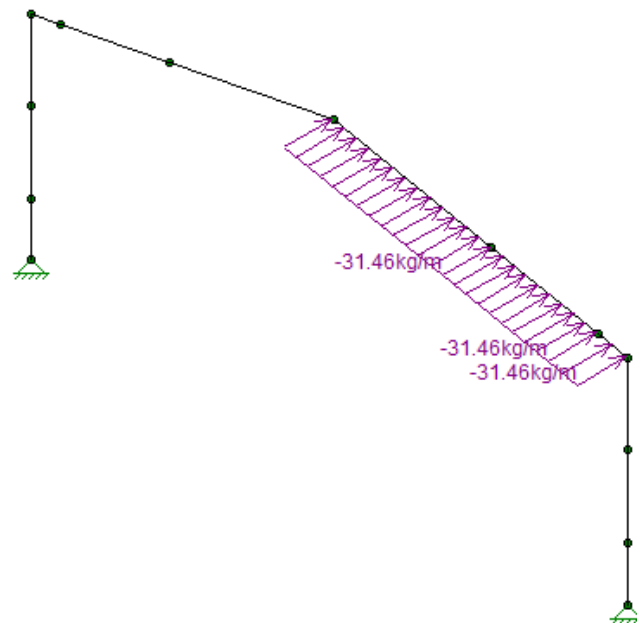


Figura 48. Carga sísmica adicional planta solar.

Los resultados indicados en la Figura 49 muestran que el comportamiento de la estructura se mantiene al incorporar las paneles, debiéndose agregar un refuerzo a las diagonales de los arriostramientos para disminuir su esbeltez.

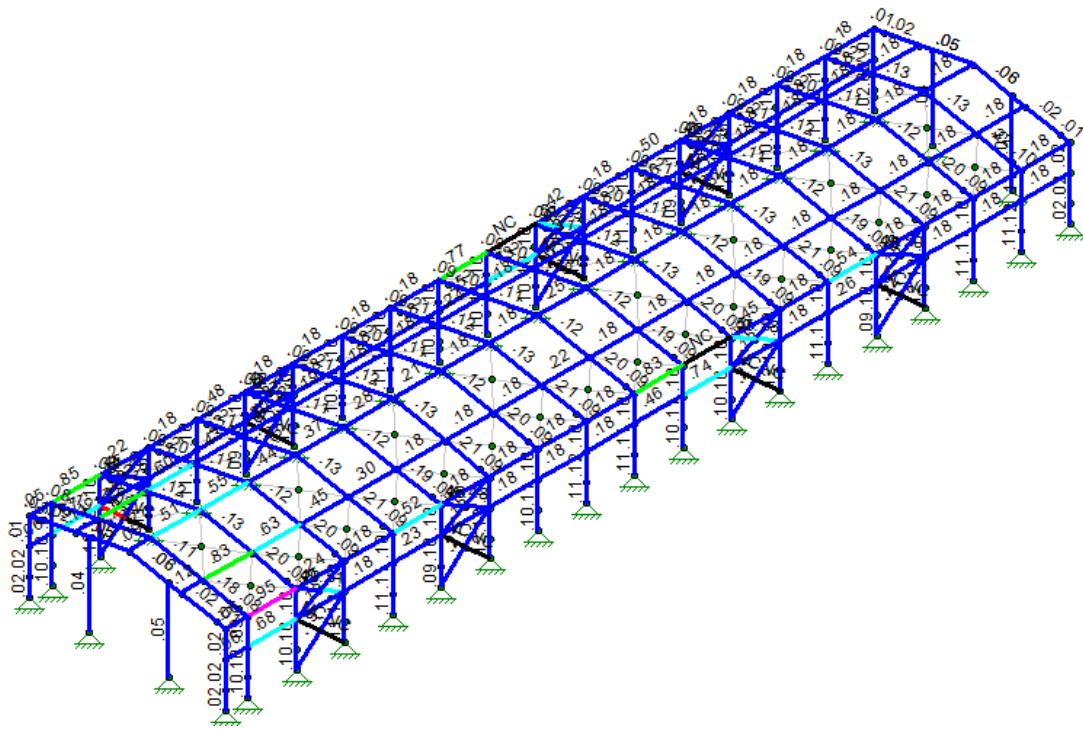


Figura 49. Factores de utilización con planta solar incorporada para DL+0.75ELZ+0.75ELY.

La Figura 50 indica los factores de utilización obtenidos al cambiar los tensores de techo por diagonales TL 10x15.1 (2 L10x10x0.5) y reforzando la diagonales laterales con un perfil cajón 4x8x0.4 o con un L 8x8x0.5, según lo mostrado en la Figura 51.

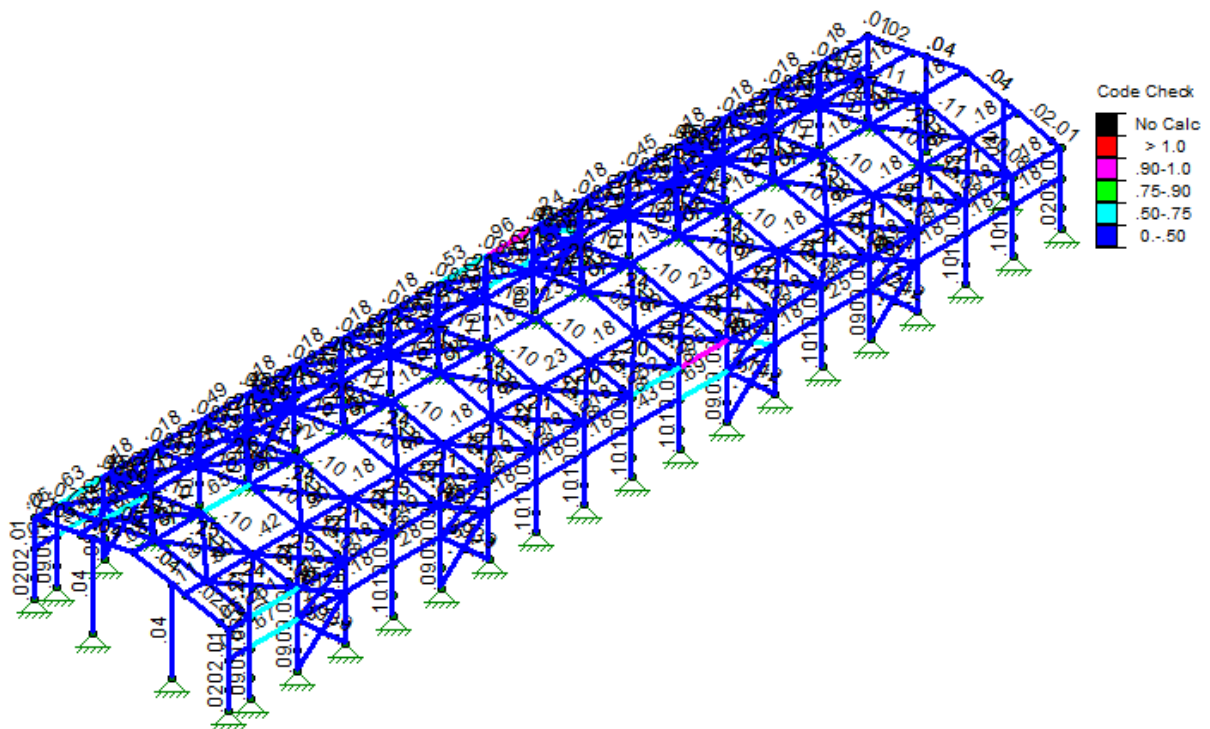


Figura 50. Factores de utilización con refuerzo en diagonales laterales cambio de tensores de techo.

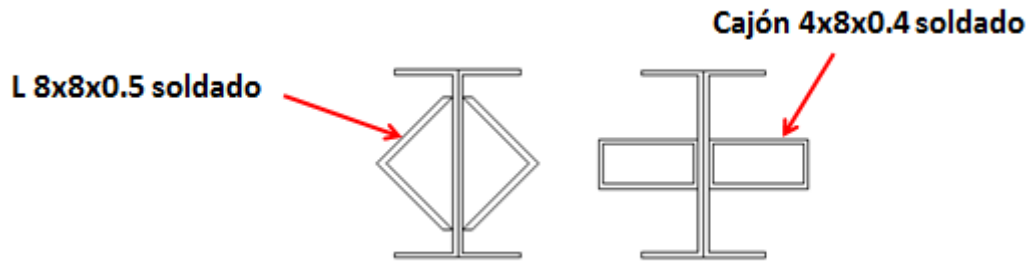


Figura 51. Refuerzo diagonales laterales.

La Figura 52 muestra el aumento en el corte basal al incluir los paneles en el techo, este aumenta de 5.8 ton a 6.4 ton, superando levemente la resistencia de 6.2 ton que proporciona el perno de anclaje existente.

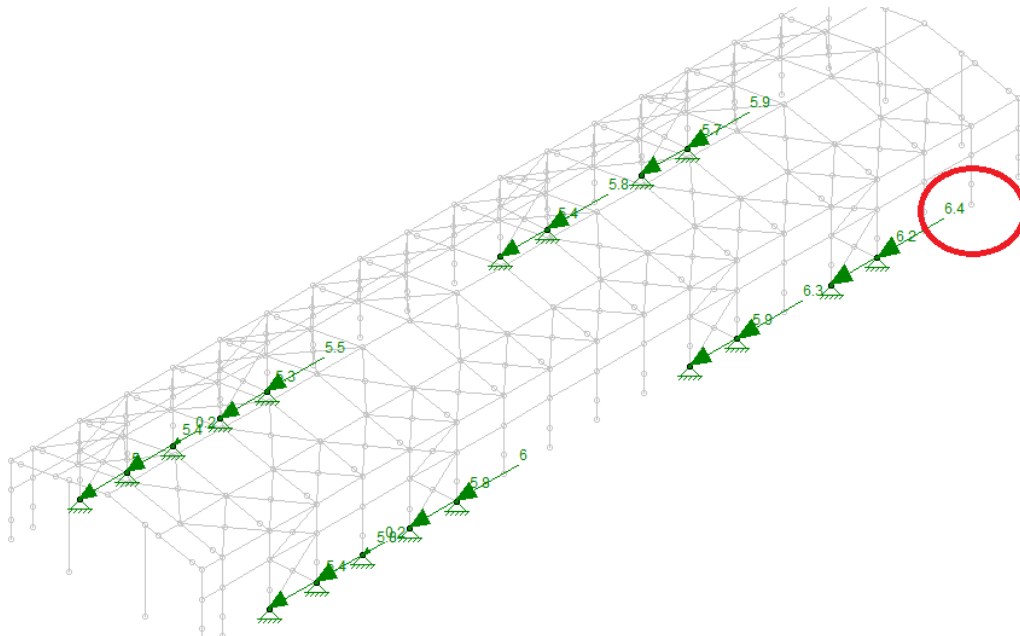


Figura 52. Reacción de corte máxima al incorporar paneles solares.

Como refuerzo se recomienda instalar 2 pernos químicos de diámetro $d=5/8"$ que aportan una capacidad al corte de 2.1 ton por perno, instalados según lo indicado en la Figura 53 y Figura 54.

Perno anclaje hilti varilla HAS d=5/8"

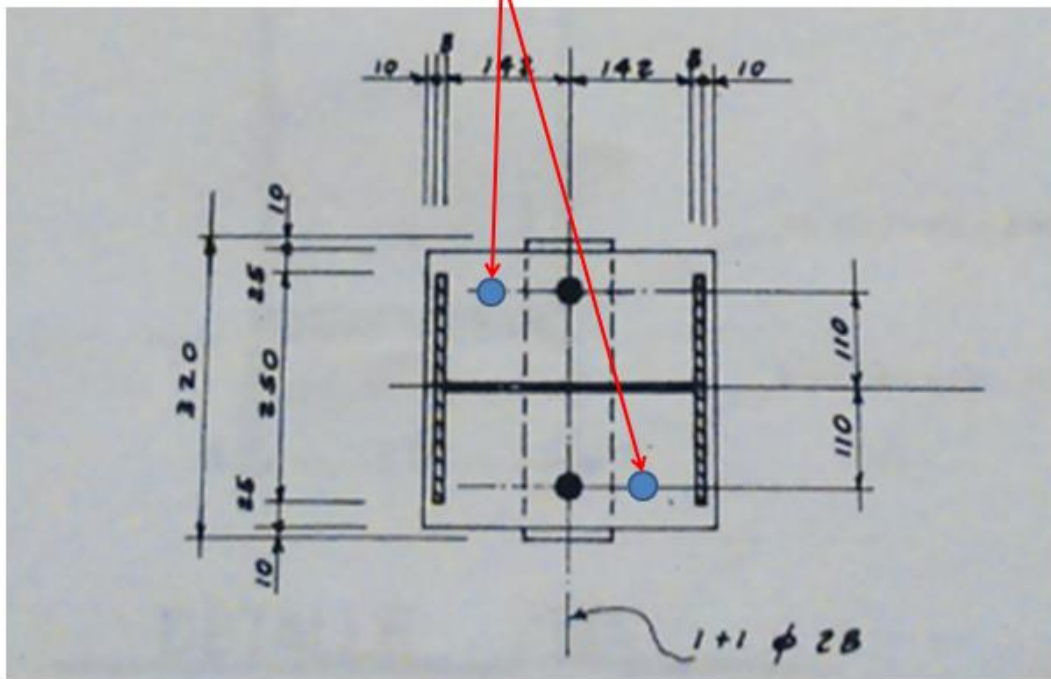


Figura 53. Vista en planta disposición pernos refuerzos placa base.

**Perno anclaje hilti
varilla HAS d=5/8"**

**Diam.
Perforacion
d=11/16"**

Sistema adhesivo HVA o similar

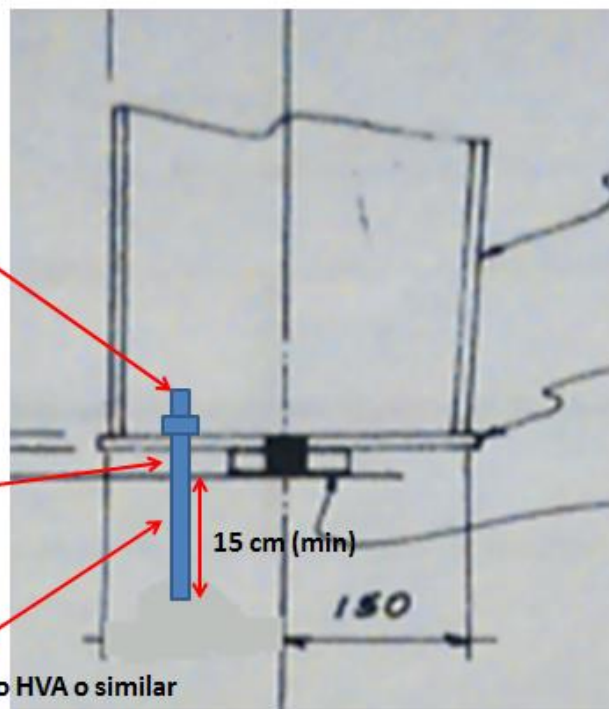


Figura 54. Elevación refuerzo pernos placa base.

9.2. Paneles Inclinados

Para el caso 2, donde los paneles van inclinados se debe analizar el efecto del viento principalmente ya que como peso y masa sísmica es menor carga que el caso anterior, debido a que la cantidad de paneles es menor.

9.2.1. Bodega 4000

Se modela una distribución de paneles tipo y se obtienen las reacciones sobre los marcos principales de la nave. La Figura 55 señala la modelación realizada.

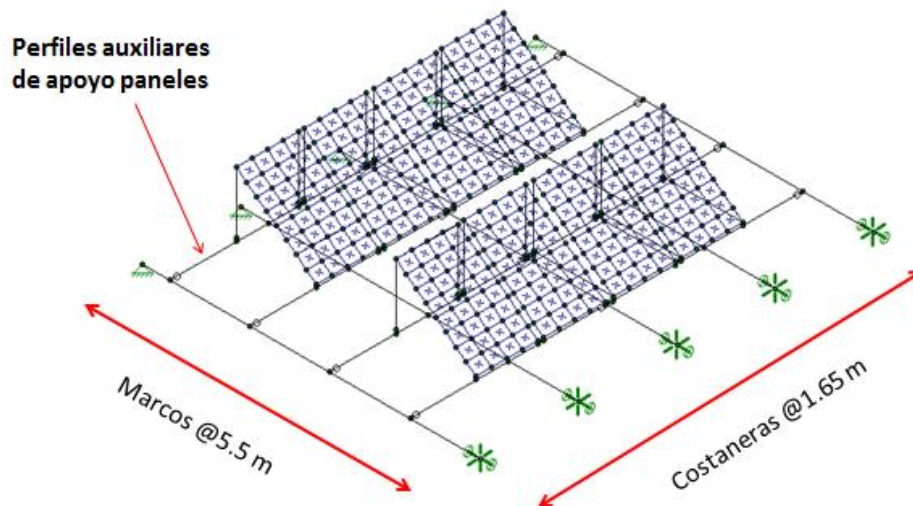


Figura 55. Modelación de un tramo tipo de paneles.

La carga sobre los paneles se calcula multiplicando la presión básica de 106 kg/m^2 por los factores de forma indicados en la Figura 56, dependiendo de la dirección del viento.

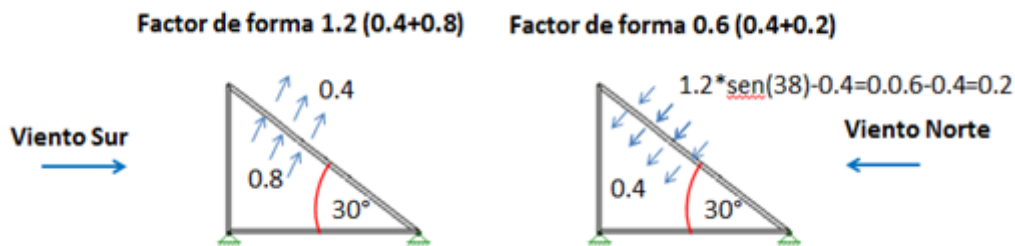


Figura 56. Factor de forma para cálculo de carga de viento sobre paneles.

Las cargas utilizadas se indican en la Figura 57 y Figura 58.

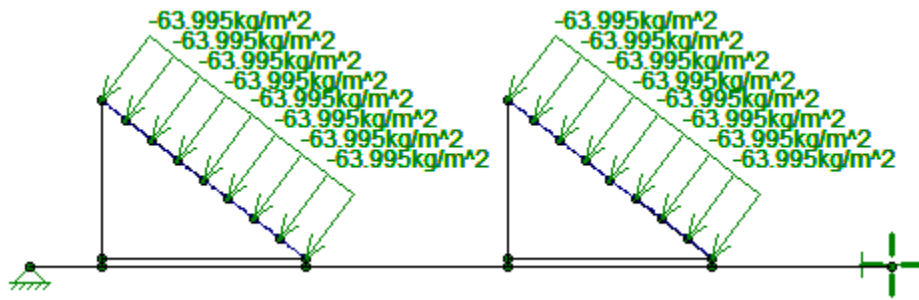


Figura 57. Carga de viento Norte.

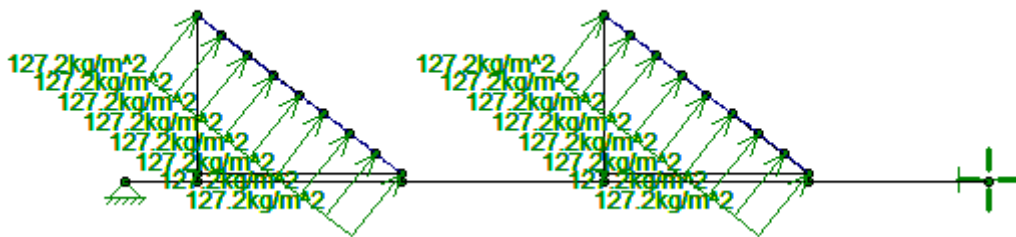


Figura 58. Carga de viento Sur.

La Figura 59 muestra las reacciones sobre el marco producidas por el viento dirección Norte y en la Figura 60 se indican las reacciones producidas por el viento en dirección Sur.

La carga que se dispone sobre los marcos es la suma de las reacciones marcada en círculo rojo en ambos casos, ya que el modelo es una porción tributaria que se repite a lo largo de la techumbre.

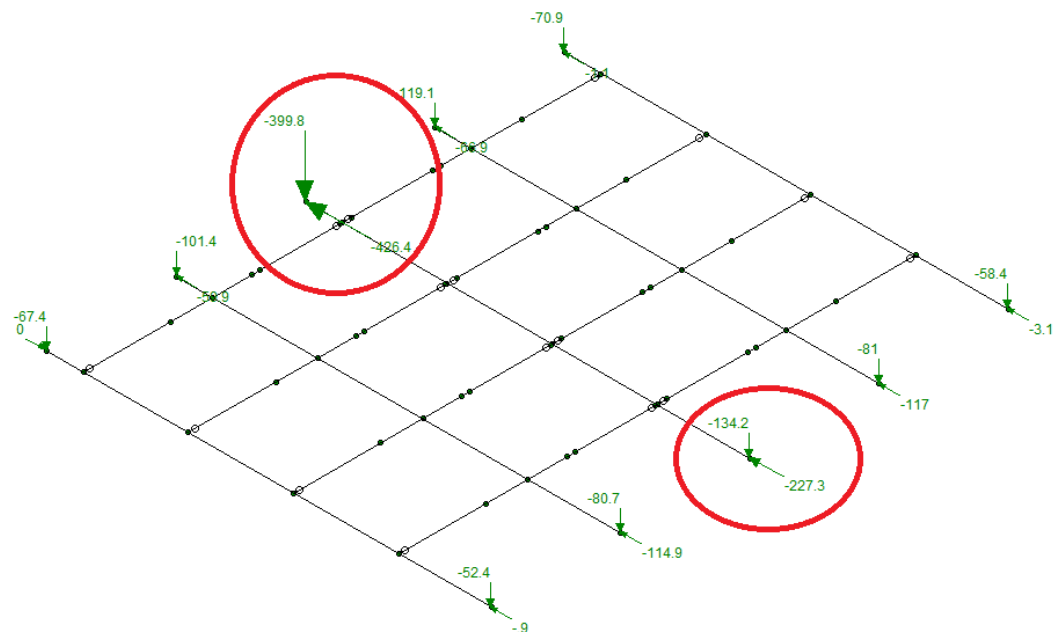


Figura 59. Reacciones sobre marco para viento Sur.

Las cargas a aplicar en los marcos de la nave son los siguientes. Cabe señalar que estas cargas reemplazan a las cargas de viento en dirección Z originales, ya que de otra manera se estaría duplicando la carga de viento.

Viento Sur		
Tracción	324	kg/m
Corte	396	kg/m
Viento Norte		
Compresión	233	kg/m
Corte	212	kg/m

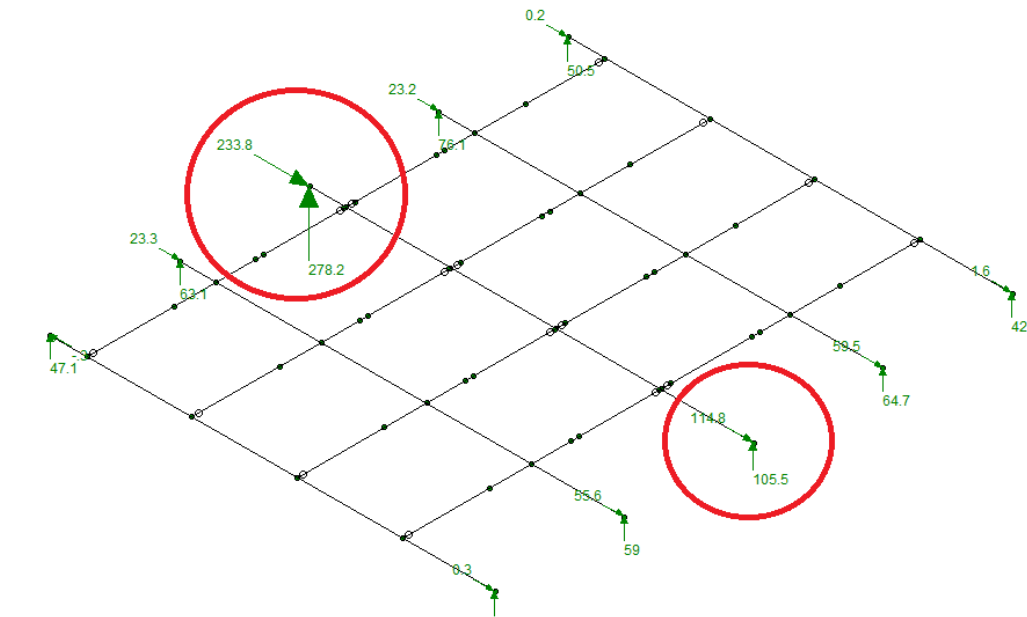


Figura 60. Reacciones sobre marco para viento Norte.

La Figura 61 muestra los resultados al considerar las cargas impuestas por los paneles inclinados. De aquí se puede apreciar que la estructura principal soporta adecuadamente las solicitaciones, pero se deben hacer algunos refuerzo en elementos secundarios como puntales y arriostramiento laterales para disminuir su esbeltez. Los refuerzos a aplicar son los indicados en la sección 9.1.

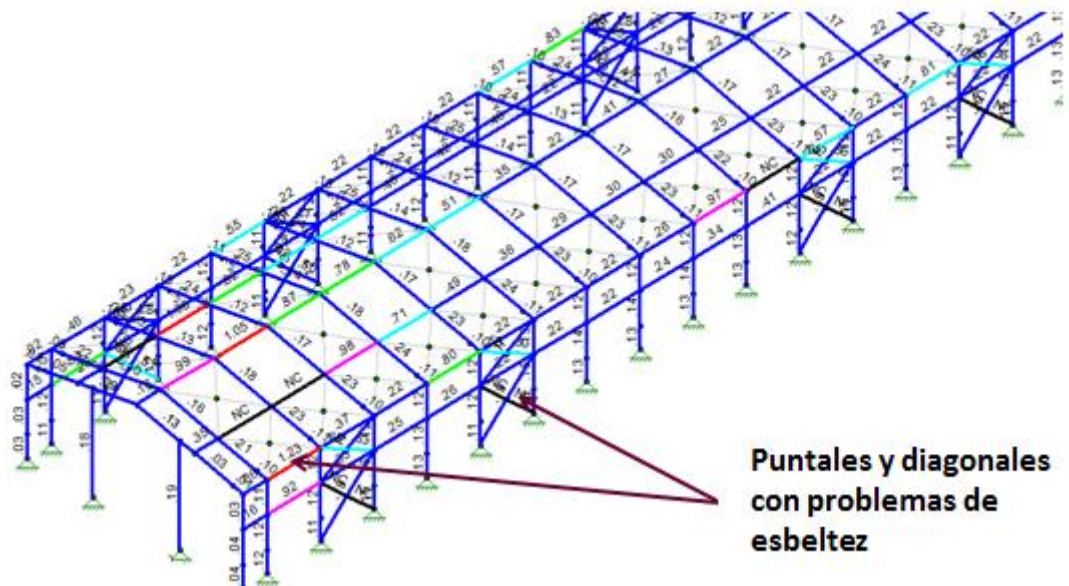


Figura 61. Resultados de diseño ante carga de viento en paneles inclinados.

9.2.2. Bodega 3000

El modelo se presenta en la siguiente figura:

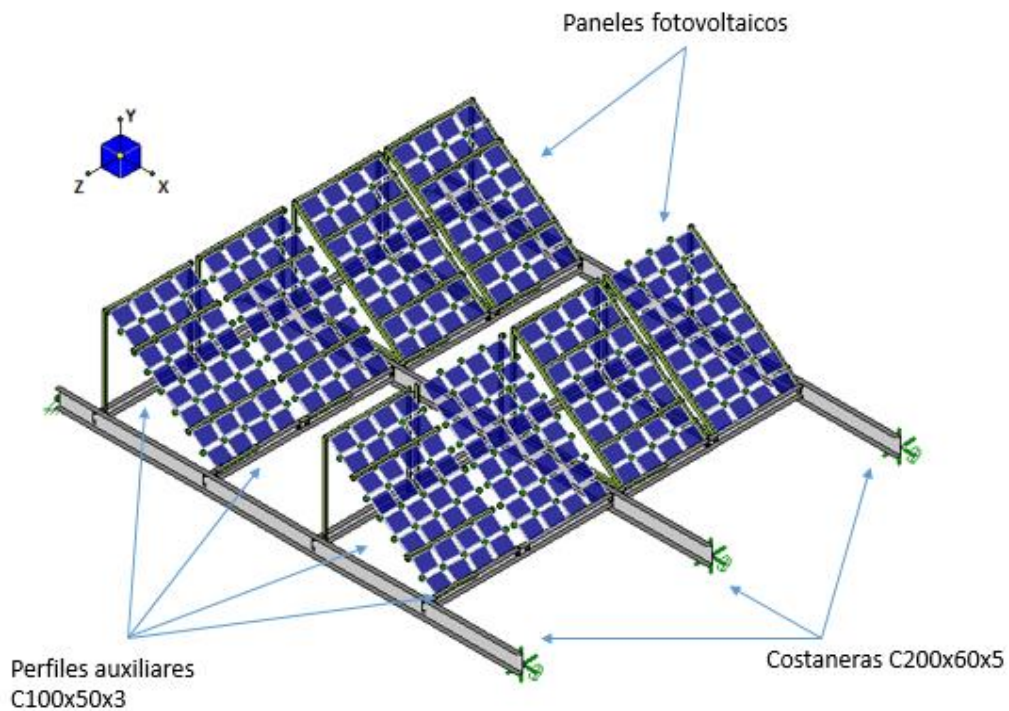


Figura 62. Modelo paneles Risa 3D.

Las cargas aplicadas se presentan a continuación:

- Peso propio paneles (D): equivalente a $12[\text{kg}/\text{m}^2]$ o $20 [\text{kg}]$ la unidad.

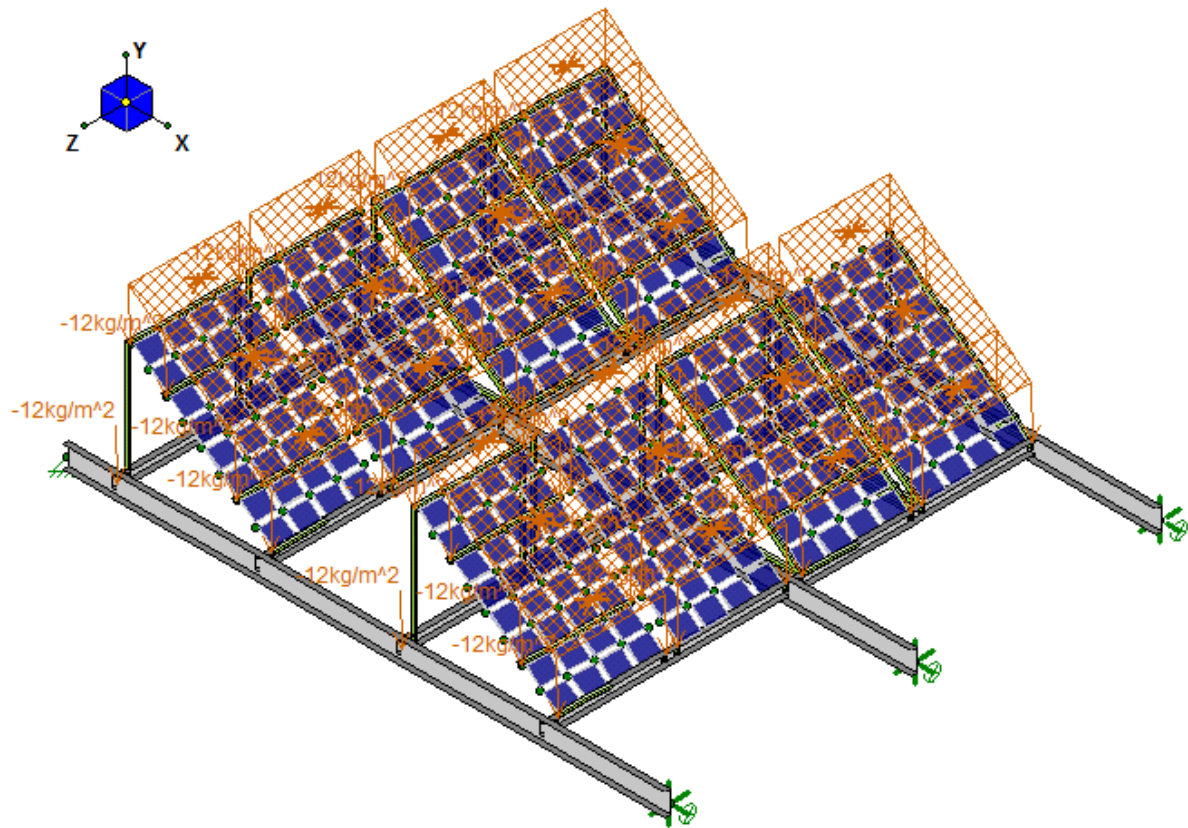


Figura 63. Peso propio paneles (D).

- Viento en dirección $-x$ (W-x).

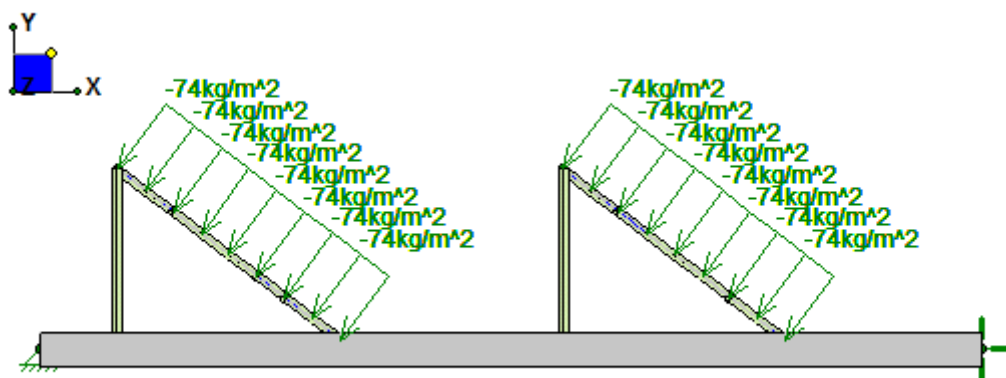


Figura 64. Viento en dirección $-x$.

- Viento en dirección x (W_x).

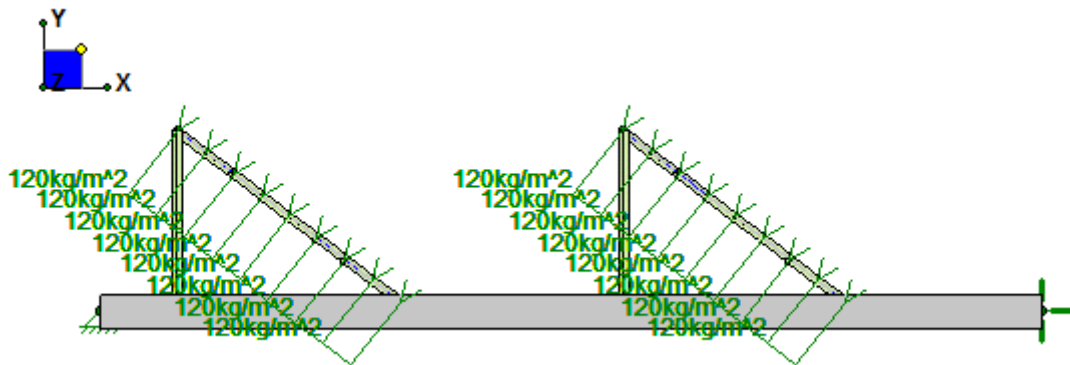


Figura 65. Viento en dirección x.

9.2.3. Resultados Obtenidos.

De acuerdo a las solicitaciones indicadas anteriormente se obtienen los siguientes resultados.

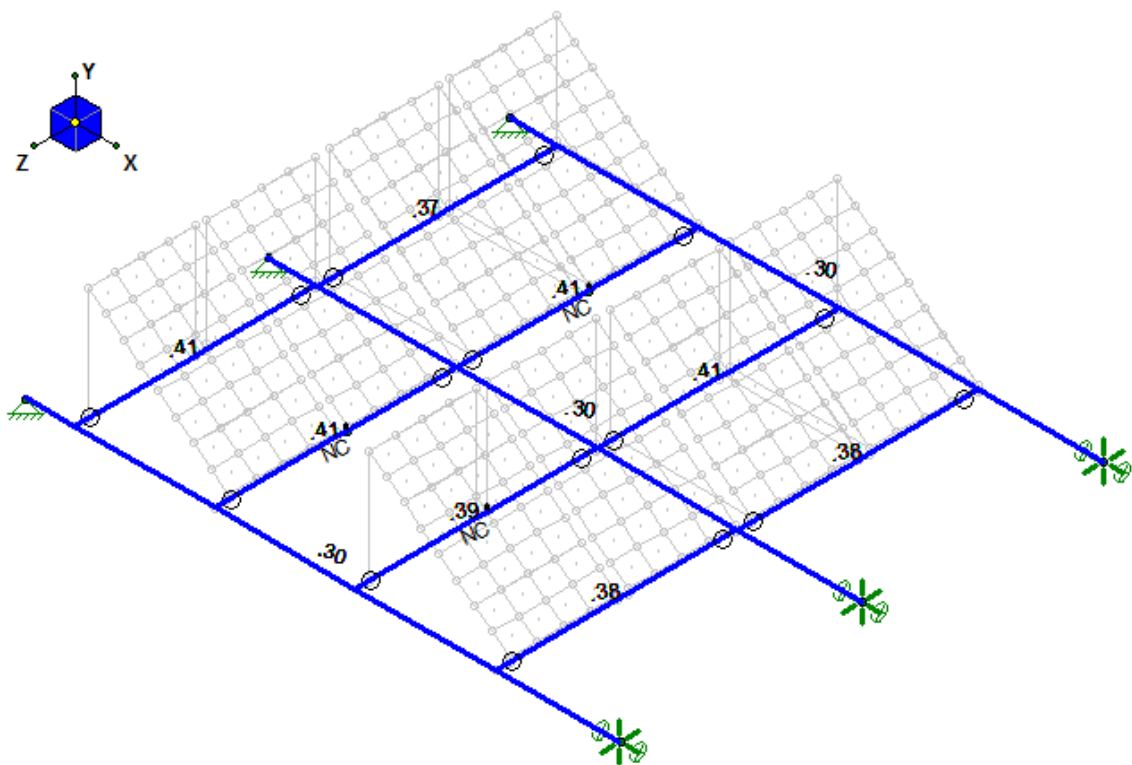


Figura 66. Resultados obtenidos.

De acuerdo a la figura anterior las costaneras trabajan a un 30% de la capacidad y los perfiles auxiliares proyectados C100x50x3 para recibir los paneles lo hacen a un 41% de su capacidad. En base a lo anterior tanto la costanera y perfil de soporte del panel cumplen las condiciones de servicio.

Las reacciones obtenidas de este modelo son incorporadas al modelo estructural de la Bodega 3000 para determinar los esfuerzos inducidos por la incorporación de 200 paneles fotovoltaicos sobre una de sus aguas.

9.3. Análisis de la Bodega 3000.

9.3.1. Modelación.

Las reacciones de las costaneras a la estructura son las siguientes:

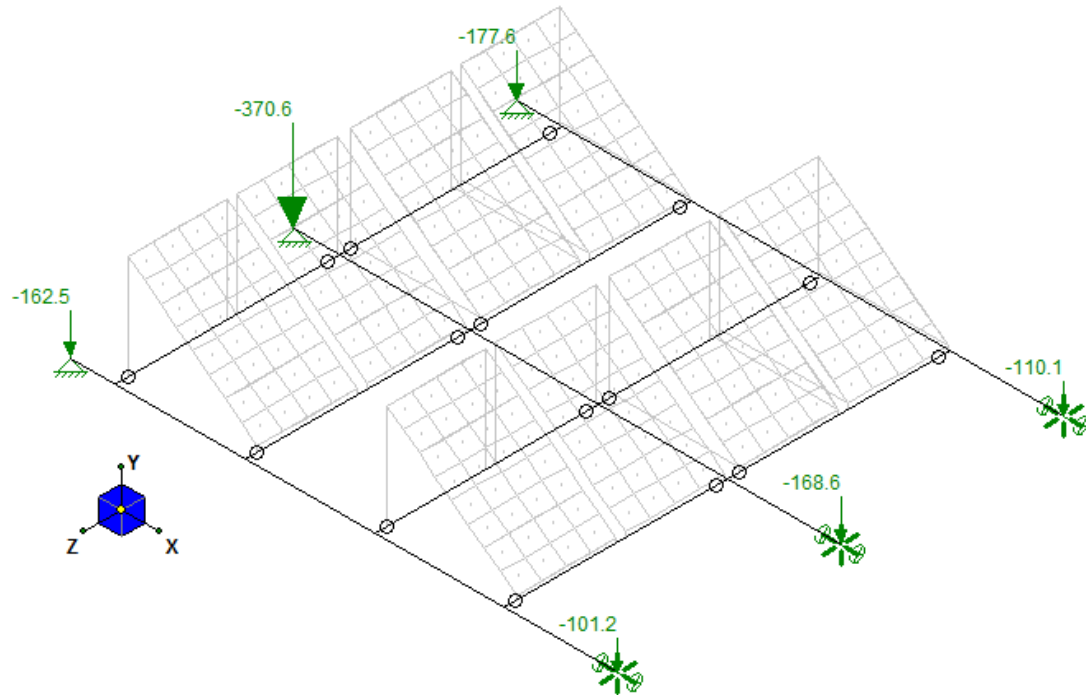


Figura 67. Reacciones de costaneras sobre la estructura, viento +z.

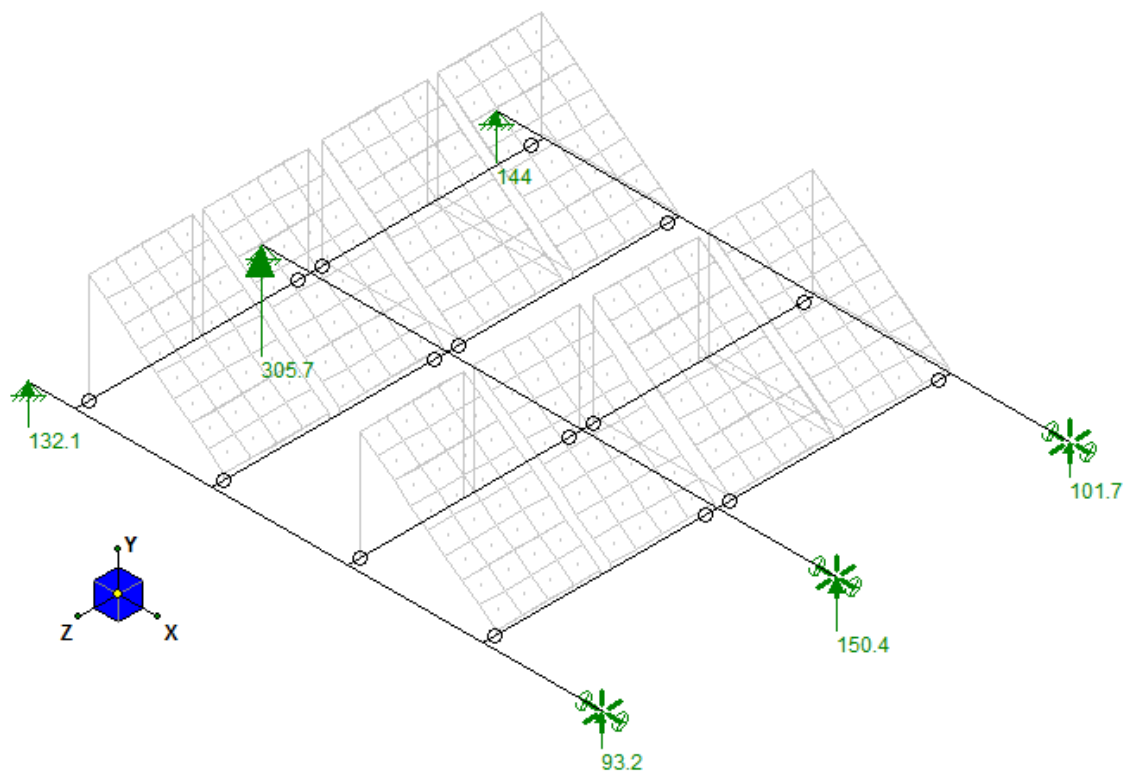


Figura 68. Reacciones de costaneras sobre la estructura, viento -z.

Considerando que los paneles se encuentran distribuidos en todo el techo la carga aplicada sobre la estructura corresponde a:

$$W_{(+z)} = 371 + 169 = 540[\text{kg}],$$

Dentro de un agua de la bodega hay 7 costaneras distribuidas en 13,4[m], por lo tanto:

$$q_{w(+z)} = 540.7 / 13,4 = 282[\text{kg/m}] \text{ (presión).}$$

Para el viento en dirección $-z$ se tiene:

$$W_{(-z)} = 306 + 150 = 456[\text{kg}],$$

$$q_{w(-z)} = 456.7 / 13,4 = 228[\text{kg/m}] \text{ (succión).}$$

Las cargas aplicadas en el modelo se presentan a continuación:

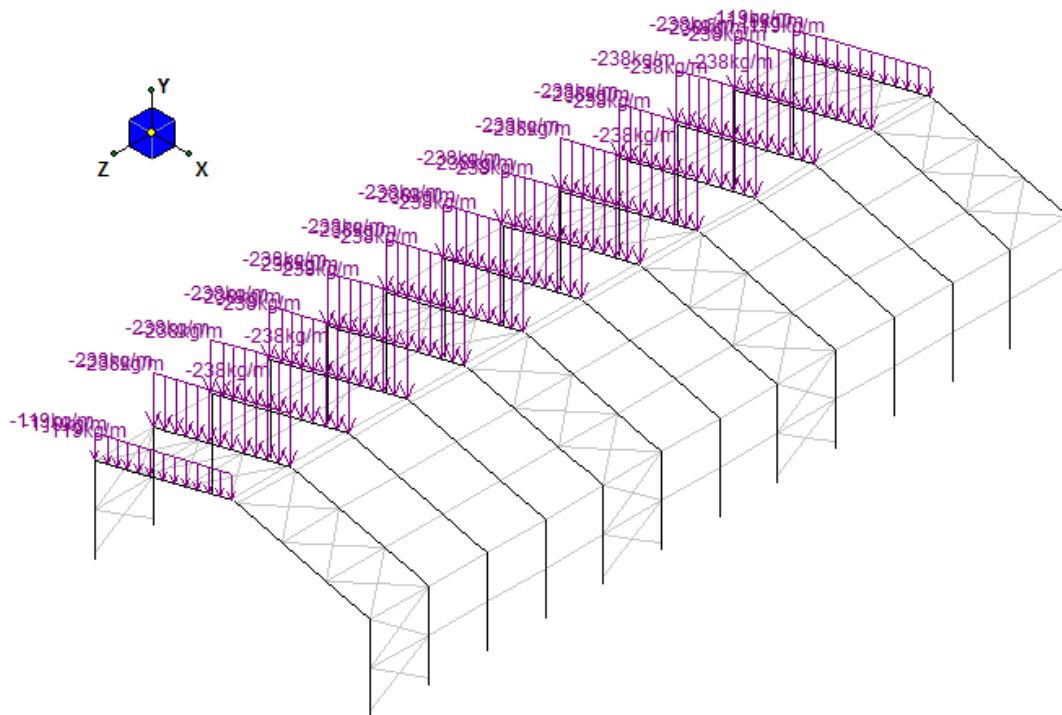


Figura 69. Carga de viento por incidencia de paneles W(+z).

Página 49

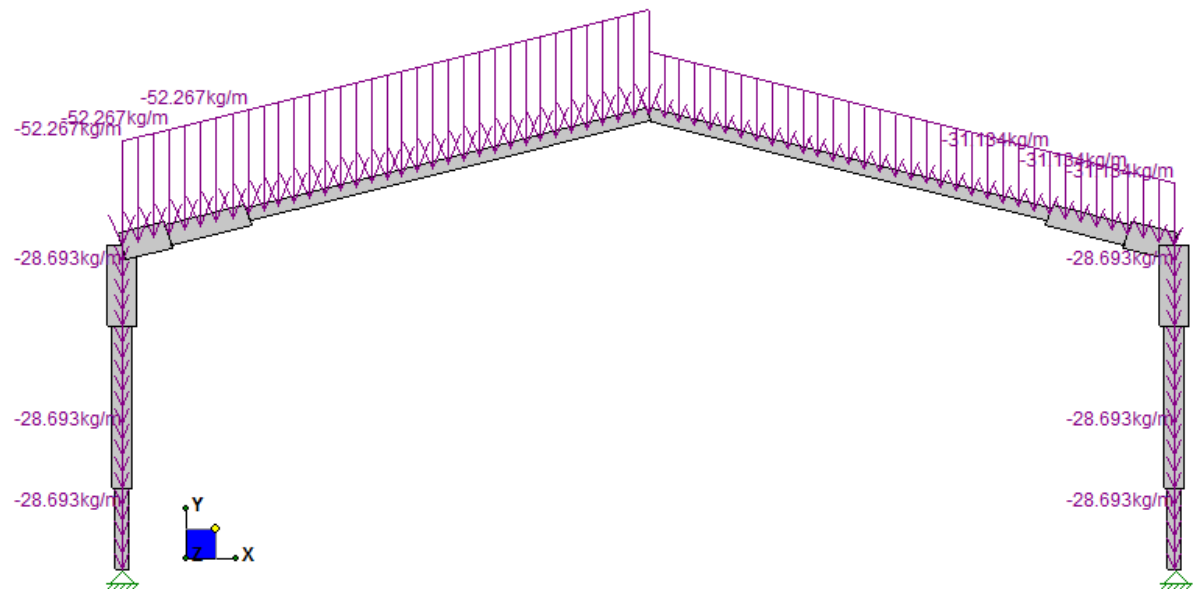


Figura 72. Carga sísmica por incidencia de paneles E(y).

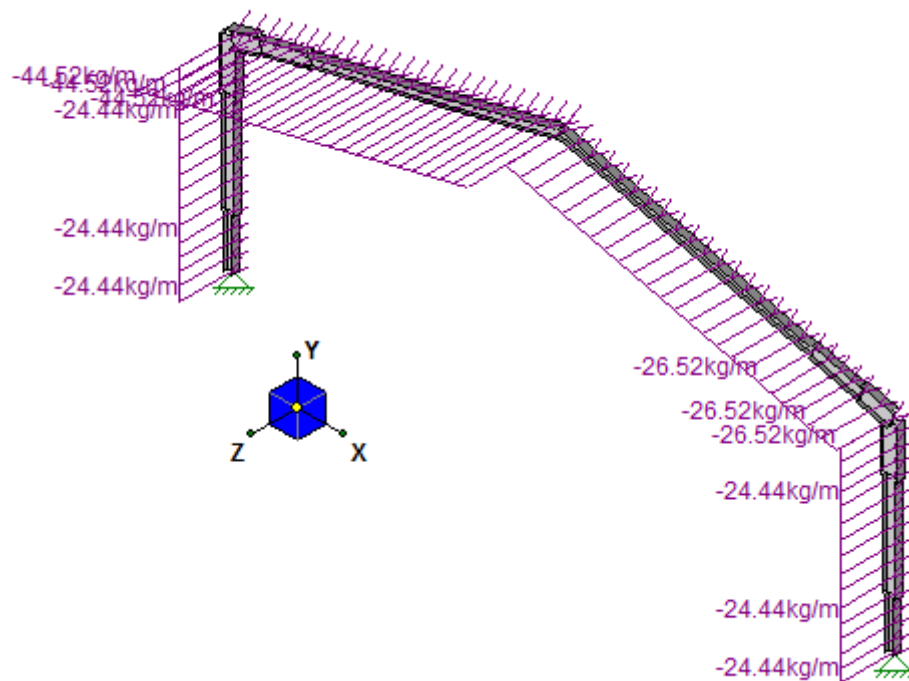


Figura 73. Carga sísmica por incidencia de paneles E(z).

9.3.2. Resultados Obtenidos.

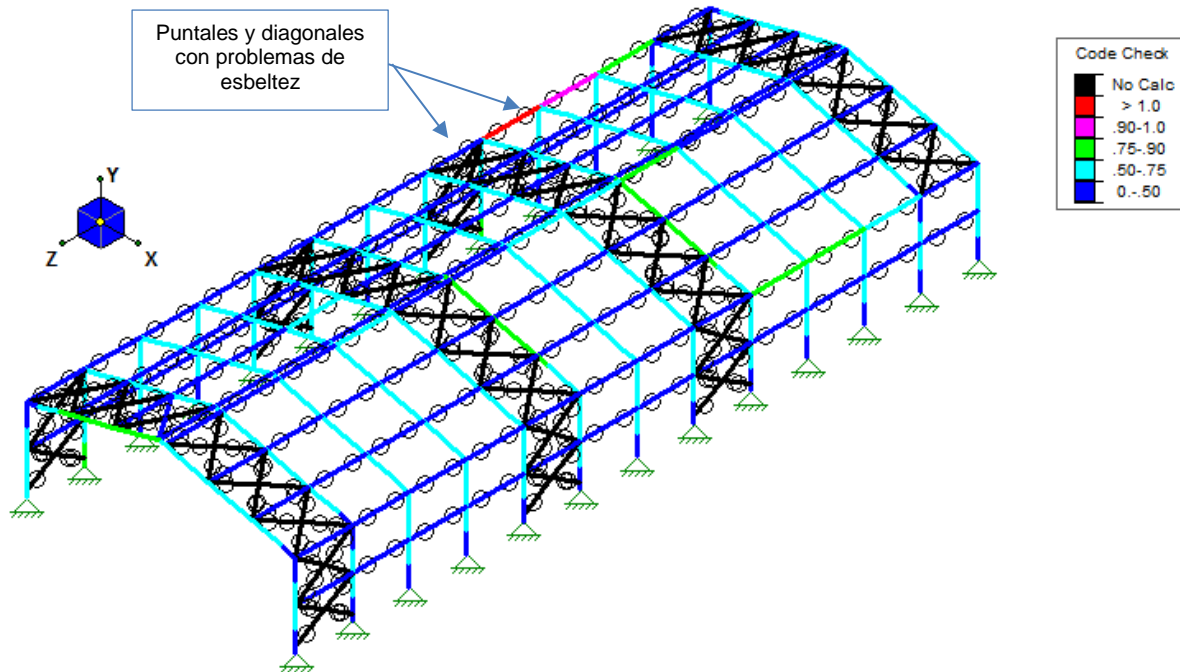


Figura 74, Envoltorio de diseño.

De acuerdo a los resultados obtenidos en la modelación, la estructura de la Bodega 3000 se encuentra capacitada para recibir los paneles solares sobre los elementos existentes. Solo un puntero sobrepasa la capacidad del perfil, sin embargo es un elemento secundario que no compromete la estabilidad de la estructura.

Para la verificación de los pernos de anclaje sigue dominando la combinación D+Wx y por lo tanto las nuevas solicitaciones por concepto de los paneles no afecta el diseño.

Es importante mencionar que los comentarios de refuerzos requeridos en los capítulos anteriores rigen de todas formas para esta nueva condición, por lo que en caso de instalar los 200 paneles se deberán reforzar los arriostramientos de techo y verticales, además de la incorporación de 2 pernos de anclaje químicos en las placas base.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. Bodega 4000

- La estructura principal de la bodega 4000, compuesta por un marco rígido, no presenta problemas para soportar las solicitaciones de viento, sismo y sobrecarga que impone la planta solar fotovoltaica en su techo, tanto en la alternativa 1 de 100 kWp con paneles integrados como en la de 50 kWp con paneles inclinados.
- De acuerdo a lo expuesto en el análisis es necesario hacer algunos refuerzos no muy invasivos en algunos sectores de la estructura para que ésta quede de acuerdo a la normativa actual, estos refuerzos serían los siguientes:
 - Refuerzos en diagonales laterales con perfiles cajón 4x8x0.4 o perfiles ángulo L 8x8x0.5, según lo indicado en la Figura 51.
 - Refuerzo en placas bases instalando 2 pernos químicos adicionales por apoyo, según lo indicado en la Figura 53.

10.2. Bodega 3000

- Los marcos resistentes no presentan problemas de esfuerzos en su condición original y son capaces de resistir las solicitaciones de los 200 paneles sobre el techo, sin embargo para ello se deben realizar algunos refuerzos indicados a continuación.
 - Se deben reemplazar los arriostramientos de techo y arriostramientos verticales por perfiles capaces de trabajar en tracción-compresión cumpliendo las disposiciones sísmicas de la norma NCh.2369. Se recomienda instalar perfiles TL 10x15.1 en puntales y diagonales tanto verticales como de techo.
 - Se deben incorporar 2 pernos de anclaje químicos adicionales en la placa base para cumplir con las solicitaciones de corte, según lo indicado en la Figura 43.
- La estructura presenta problemas de deformación para la combinación de peso propio más viento bajo la condición de campo abierto la cual corresponde a un criterio conservador de diseño. Bajo este concepto y que la deformación solo afecta en términos de serviciabilidad y no compromete la estabilidad de la estructura, se estima que se la Bodega 3000 se puede mantener en esta condición y no requiere refuerzos adicionales.