



MEMORIA DE CÁLCULO

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS
FINITOS**

**EN ESTRUCTURAS “INCLINADA” Y “COPLANAR” PARA MONTAJE DE
PANELES FOTOVOLTAICOS**

ANTE CARGAS DE NIEVE, VIENTO, SISMO.

AUTOR:

MANUEL SALAS FERNÁNDEZ

MSc. INGENIERO CIVIL MECÁNICO

FECHA:

03 DE JULIO DE 2017

ÍNDICE

1. ANTECEDENTES	3
2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	6
2.1. Modelo 3D de la estructura.....	6
2.2. Material de la estructura.	7
2.3. Cargas de diseño.	7
2.3.1. Peso estructura y paneles FV.	7
2.3.2. Sobrecarga de nieve.	7
2.3.3. Carga de viento.....	10
2.3.4. Cargas sísmicas	12
2.4. Condición de borde.....	13
2.5. Casos de carga.	13
3. RESULTADOS	14
3.1. Escenario 1: Análisis por sobrecarga de nieve.	14
3.1.1. Estructura inclinada.....	14
3.1.2. Estructura coplanar.....	15
3.1.3. Síntesis sobrecarga de nieve.....	16
3.2. Escenario 2: Análisis por carga de viento.....	17
3.2.1. Estructura inclinada.....	17
3.2.1.1. Viento soplando de frente al panel FV.	17
3.2.1.1.1. Caso A.....	17
3.2.1.1.2. Caso B.....	18
3.2.1.2. Viento soplando por la cara posterior al panel FV.	19
3.2.1.2.1. Caso A.....	19
3.2.1.2.2. Caso B.....	20
3.2.1.3. Síntesis carga de viento en estructura inclinada	22
3.2.2. Estructura coplanar.....	22
3.2.2.1. Viento soplando de frente al panel FV.	22
3.2.2.1.1. Caso A.....	22
3.2.2.1.2. Caso B.....	23
3.2.2.2. Viento soplando por la cara posterior al panel FV.	24
3.2.2.2.1. Caso A.....	24
3.2.2.2.2. Caso B.....	25

3.2.2.3.	Síntesis cargas de viento en estructura coplanar.	26
3.3.	Escenario 3: Análisis por carga sísmica.....	27
3.3.1.	Estructura inclinada.....	27
3.3.1.1.	Sismo vertical.	27
3.3.1.1.1.	Fuerza actuando hacia arriba.	27
3.3.1.1.2.	Fuerza actuando hacia abajo.	27
3.3.1.2.	Sismo horizontal.	28
3.3.1.2.1.	Fuerza actuando de izquierda a derecha.	28
3.3.1.2.2.	Fuerza actuando de atrás hacia adelante.	29
3.3.1.3.	Síntesis cargas sísmicas en estructura inclinada.	30
3.3.2.	Estructura coplanar.....	30
3.3.2.1.	Sismo vertical.	30
3.3.2.1.1.	Fuerza actuando hacia arriba.	30
3.3.2.1.2.	Fuerza actuando hacia abajo.	31
3.3.2.2.	Sismo horizontal.	32
3.3.2.2.1.	Fuerza actuando de izquierda a derecha.	32
3.3.2.2.2.	Fuerza actuando de atrás hacia adelante.	33
3.3.2.3.	Síntesis cargas sísmicas en estructura coplanar.....	34
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS Y RANGOS DE APLICACIÓN	35
5.	CONCLUSIONES	37

1. ANTECEDENTES

Grammer Solar solicita cálculo y análisis estructural para 2 diferentes estructuras de montaje de paneles fotovoltaicos (FV), a fin de ser presentado ante organismos públicos y privados.

La estructura será analizada en base a la normativa chilena vigente indicada en la instrucción técnica: RGR N° 02/2014 de la ley 20571.

- NCh 431 – 2010: Diseño estructural – Sobrecargas de nieve.
- NCh 432 – 2010: Diseño estructural – Cargas de viento.
- NCh 433 – Of. 1996, Mod. 2009: Diseño sísmico de edificios.
- NCh 3171 – Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga.

La primera estructura analizada será una estructura que permite variar el ángulo (máximo 45° respecto de la horizontal) de inclinación de los paneles solares, en adelante “estructura inclinada”. La segunda estructura analizada en este documento permite un montaje coplanar a la superficie de instalación, en adelante “estructura coplanar”, la que será estudiada considerando una inclinación de la superficie de montaje igual a 22,5°.

La configuración geométrica de la estructura inclinada se presenta en la Figura 1.1 y para la estructura coplanar en la Figura 1.2, donde se observan sus vistas frontal y lateral izquierda. Para generar estas estructuras se utilizan 3 elementos principales, tales como un perfil de aluminio para montaje, ver Figura 1.3, perfil angular “L” (60x40x3) y pletina de montaje, ver Figura 1.4, así en las figuras 1.5 y 1.6, se muestran estos elementos en ambas estructuras. En particular, en la estructura inclinada la unión de 2 perfiles “L” y un perfil de montaje se llamará módulo.

Las dimensiones, geometría y disposición de la estructura son datos proporcionados por Grammer Solar, así como los pesos de los paneles FV.

Finalmente, las solicitaciones de carga a las que estarán sometidas las estructuras presentadas son las siguientes:

- Peso propio de la estructura (inclinada o coplanar) junto al peso de los paneles FV.
- Sobrecarga de nieve.
- Carga de viento.
- Carga sísmica.

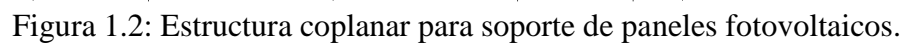
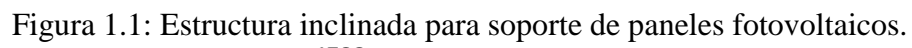


Figura 1.4 Pletina de montaje.

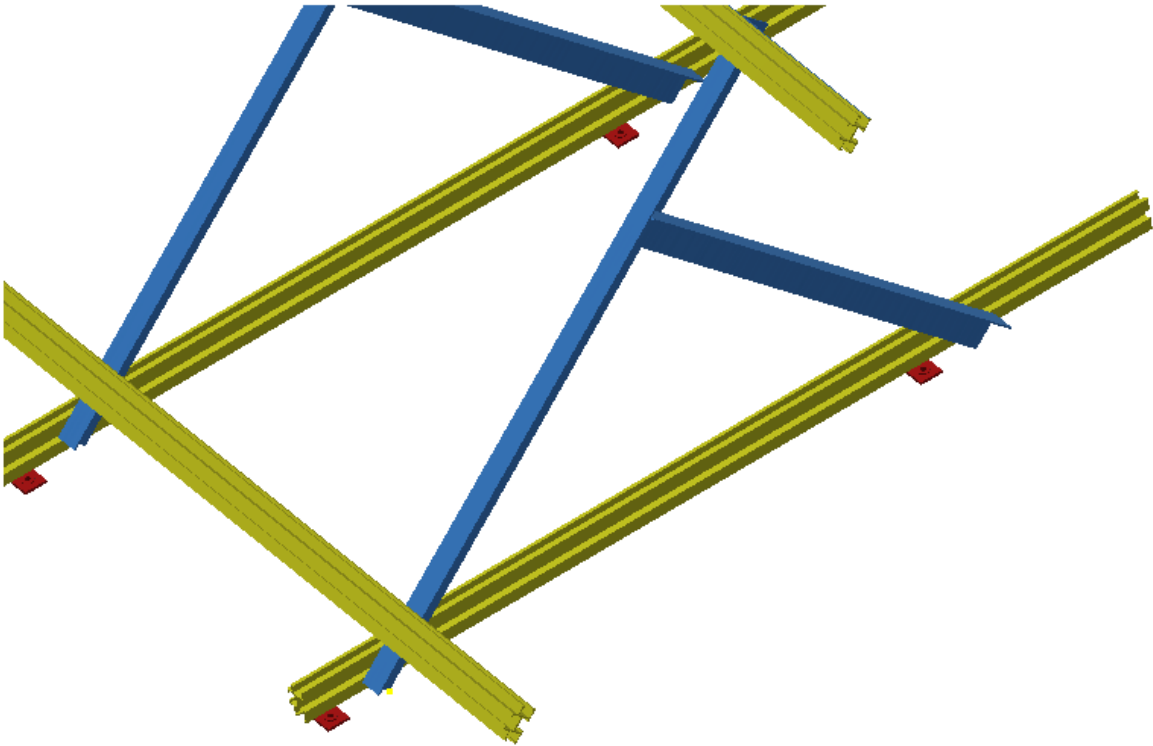


Figura 1.5: Estructura inclinada. Se destaca en amarillo el perfil de montaje, en azul el perfil angular y en rojo la pletina de montaje.

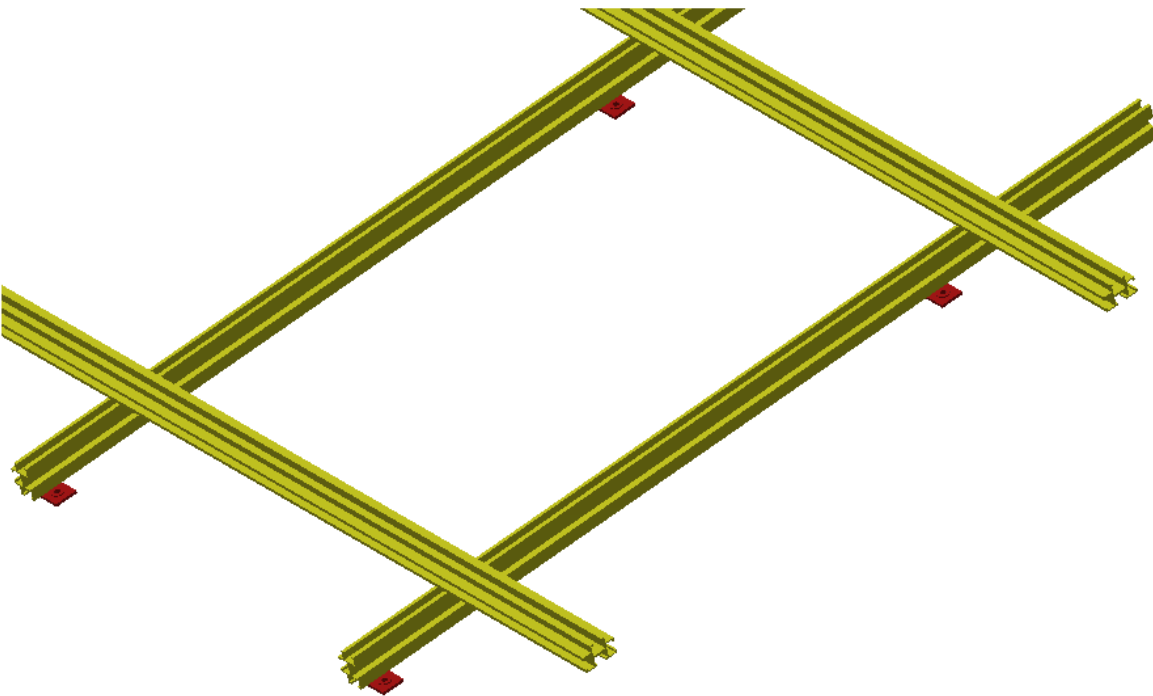


Figura 1.6: Estructura coplanar. Se destaca en amarillo el perfil de montaje y en rojo la pletina de montaje (no utiliza perfil angular).

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.1. Modelo 3D de la estructura.

Considerando la información presentada en el capítulo 1, en las Figuras 2.1 y 2.2 se muestran las vistas 3D de ambas estructuras analizadas. Las geometrías indicadas son las utilizadas en los cálculos para cada uno de los casos de carga mostrados en el Capítulo 3.

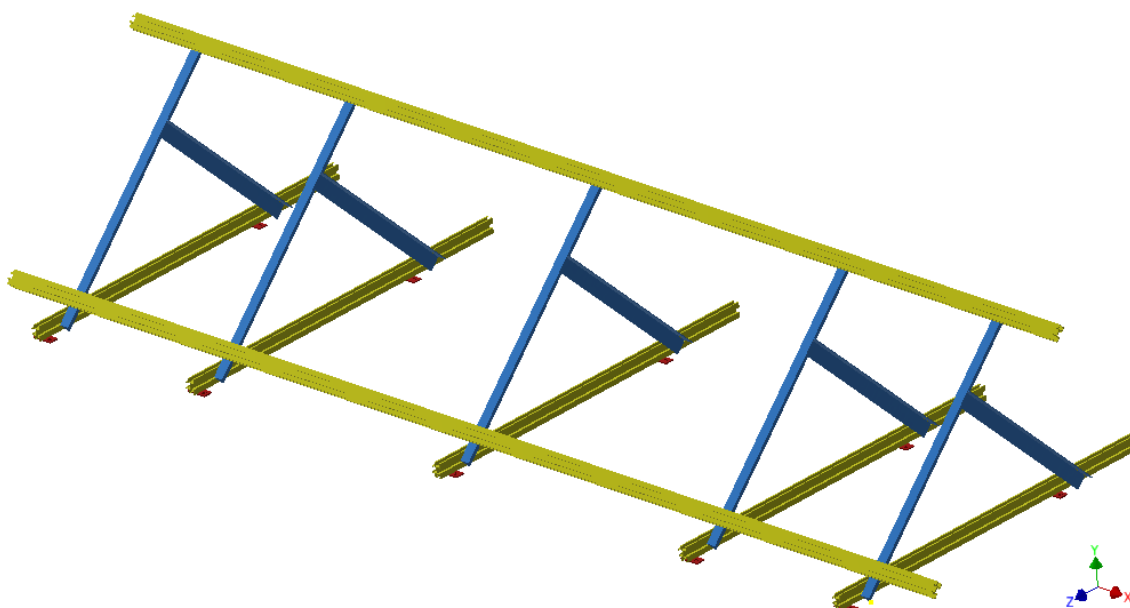


Figura 2.1: Vista 3D de estructura inclinada.

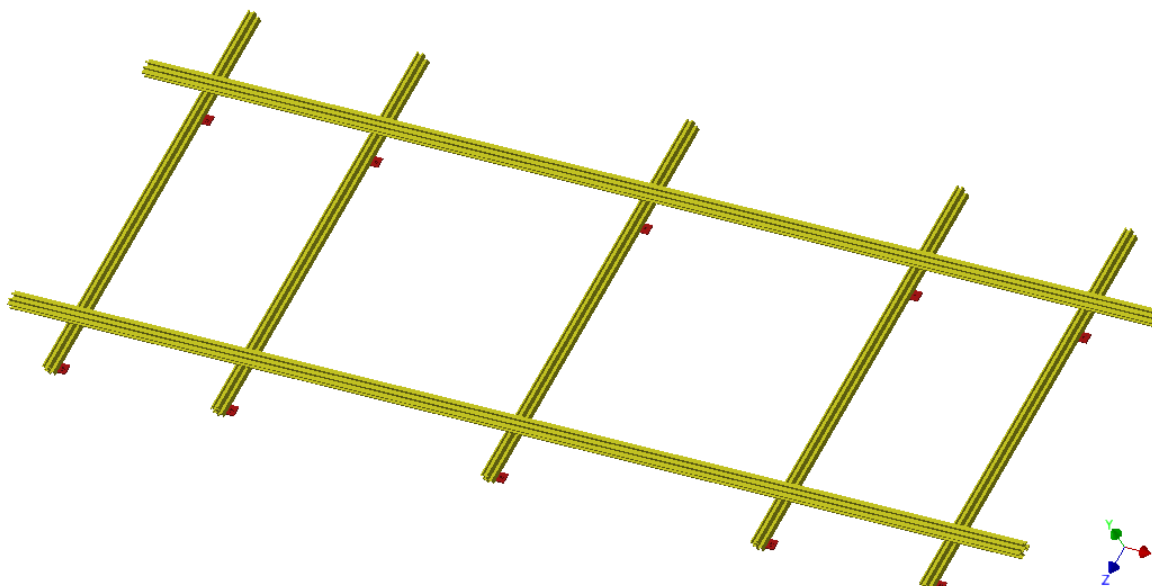


Figura 2.2: Vista 3D de la estructura coplanar.

2.2. Material de la estructura.

A continuación se presentan algunas características físicas de los elementos mencionados en el Capítulo 1. Para el perfil de montaje y perfil angular, se utiliza una aleación de aluminio denominada EN AW-6060, sus propiedades mecánicas son proporcionadas por Grammer Solar y se resumen en la Tabla 2.1. Por otra parte, las pletinas de montaje son fabricadas en acero inoxidable y sus propiedades mecánicas son mostradas en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Propiedades mecánicas del material de la estructura.

Material	Densidad	Módulo Elástico	Coeficiente Poisson	Esfuerzo Fluencia	Resistencia Tracción
Aleación de aluminio	2710 [kg/m ³]	68,9 [GPa]	0,33	275 [MPa]	310 [MPa]
Acero inoxidable	7750 [kg/m ³]	193 [GPa]	0,31	207 [MPa]	515 [MPa]

2.3. Cargas de diseño.

Tal como se menciona en el Capítulo 1, las estructuras estarán solicitadas a diferentes casos de carga, los cuáles son calculados a continuación:

2.3.1. Peso estructura y paneles FV.

En primer lugar, la estructura debe soportar su propio peso. Para considerar este efecto, el programa de cálculo determina en forma automática la masa de la estructura (luego de asignarles material a los diferentes elementos). Luego, incorporando al modelo la aceleración de gravedad (9,8 [m/s²]), se obtiene la fuerza peso de cada elemento, a modo de referencia, a continuación se muestra el peso total de cada estructura.

- Estructura inclinada : 299 [N] .
- Estructura coplanar : 221 [N].

Luego de implementar el peso de la estructura, es necesario incorporar el peso de los paneles FV. En ambas estructuras se consideran 3 paneles FV dispuestos en serie, cada uno de ellos tiene una masa de 19 [Kg], lo que equivale a una fuerza peso igual a 186 [N] por cada panel, así la fuerza de peso total que ejerce el conjunto de paneles sobre su estructura es de 558 [N].

2.3.2. Sobrecarga de nieve.

De acuerdo a la norma NCh 431, la sobrecarga de nieve se puede calcular mediante la ecuación $P_s = 0,7C_sC_eC_tIP_g$ [kN/m²] donde cada uno de los términos en la ecuación se determinan por las tablas mostradas en las figuras 2.3 a 2.7.

Así, una vez determinados todos los factores (seleccionados en base a la condición factible más desfavorable), se puede calcular la sobrecarga ejercida en la estructura a causa de la nieve acumulada, presentada a continuación para ambas estructuras:

- Estructura inclinada : $P_s=3,9$ [kN/m²], con $C_s \approx 0,48$ de la figura 2.7 y P_g máximo de 8,8 [kN/m²], según figura 2.4.
- Estructura coplanar : $P_s=5,2$ [kN/m²], con $C_s \approx 0,8$ de la figura 2.7 y P_g máximo de 7 [kN/m²], según figura 2.4.

Tabla 1 - Cargas básicas de nieve, p_g , expresada en kilonewton por metro cuadrado (kN/m²)
o kilogramo por metro cuadrado (kg/m²) ¹⁾

Altitud M	Latitud geográfica (sur) del lugar								
	17° - 26°	26° - 29°	29° - 32°	32° - 34°	34° - 36°	36° - 38°	38° - 42°	42° - 48°	48° - 55°
0 a 300	0	0	0	0,25 (25) ²⁾	0,25 (25) ²⁾	0,25 (25) ²⁾	0,25 (25) ²⁾	0,25 (25)	0,50 (50)
300 a 600	0	0	0	0,25 (25)	0,25 (25)	0,25 (25)	0,25 (25)	0,25 (25)	1,25 (125)
600 a 800	0	0,25 (25)	0,25 (25)	0,50 (50)	0,75 (75)	0,75 (75)	0,75 (75)	0,50 (50)	1,25 (125)
800 a 1 000	0	0,25 (25)	0,25 (25)	0,75 (75)	1,00 (100)	1,00 (100)	1,00 (100)	1,00 (100)	1,25 (125)
1 000 a 1 250	0	0,25 (25)	0,25 (25)	1,00 (100)	1,50 (150)	1,50 (150)	1,50 (150)	1,50 (150)	3)
1 250 a 1 500	0	0,25 (25)	0,25 (25)	2,00 (200)	3,00 (300)	3,00 (300)	3,00 (300)	2,00 (200)	3)
1 500 a 1 750	0	0,25 (25)	0,25 (25)	3,00 (300)	7,00 (700) ⁴⁾	14,5 (1 450) ⁴⁾	4,50 (450)	3,00 (300)	3)
1 750 a 2 000	0	0,50 (50)	0,50 (50)	4,00 (400)	8,60 (860) ⁴⁾	16,2 (1 620) ⁴⁾	6,00 (600)	3)	3)
2 000 a 2 500	3)	1,00 (100)	2,00 (200) ⁴⁾	5,90 (590) ⁴⁾	11,00 (1 100) ⁴⁾	18,75 (1 875) ⁴⁾	3)	3)	3)
2 500 a 3 000	3)	2,00 (200)	2,60 (260) ⁴⁾	8,80 (880) ⁴⁾	3)	22,7 (2 270) ³⁾	3)	3)	3)
3 000 a 3 500	3)	3,00 (300)	3,60 (360) ⁴⁾	13,00 (1 300) ⁴⁾	3)	3)	3)	3)	3)
3 500 a 4 000	3)	3)	4,80 (480) ⁴⁾	19,50 (1 950) ⁴⁾	3)	3)	3)	3)	3)
Sobre 4 000	3)	3)	6,25 (625) ⁴⁾	3)	3)	3)	3)	3)	3)

1) 1 kN = 100 kg.

2) En el litoral no se considera carga de nieve.

3) No hay información.

4) Datos obtenidos del documento *Proposición de sobrecargas de nieve para la Zona Central de Chile* (ver Anexo A).

Figura 2.3: Carga básica de nieve, según altura y latitud geográfica. En rojo se destaca el área en que puede ser usada la estructura inclinada y en azul para la estructura coplanar, según los resultados de las simulaciones presentados en la siguiente sección.

Tabla 2 - Determinación del factor C_t

Condición térmica ^{a)}	C_t
Todas las estructuras, excepto las indicadas a continuación	1,0
Estructuras justo sobre el punto de congelamiento y otras estructuras expuestas al frío, techos ventilados en que la resistencia térmica (valor R) entre el espacio ventilado y el espacio caluroso es mayor que 4,4 [K x m ² /W]	1,1
Estructuras no calefaccionadas y/o mantenidas intencionalmente bajo el punto de congelamiento	1,2
Invernaderos expuestos continuamente a altas temperaturas, con un techo que posee una resistencia térmica menor que 0,4 [K x m ² /W]	0,85
a) Estas condiciones deben ser representativas a las condiciones invernales durante la vida útil de la estructura.	

Figura 2.4: Factor de condición térmica.

Tabla 3 - Determinación del factor I

Categoría ^{a)}	I
I	0,8
II	1,0
III	1,1
IV	1,2
a) Ver NCh3171.	

Figura 2.5: Factor de importancia.

Tabla 4 - Determinación del factor de exposición C_e ^{a)}

Categoría del terreno ^{b)}	Exposición de techos ^{c)}		
	Totalmente expuesto	Parcialmente expuesto	Protegidos
B	0,9	1,0	1,2
C	0,9	1,0	1,1
D	0,8	0,9	1,0
Áreas montañosas azotadas por vientos	0,7	0,8	N/A

a) La elección del coeficiente está relacionada con las condiciones durante la vida útil de la estructura, y sólo se puede escoger un coeficiente para el techo de cada estructura.

b) Ver NCh432.

- Terreno B: áreas urbanas, suburbanas y boscosas.
- Terreno C: terrenos abiertos con obstáculos dispersos, con alturas generalmente menores que 0,1 m. Incluye campos abiertos, planicies y superficies con agua.
- Terreno D: planicies, áreas sin obstáculos y superficies con agua fuera del peligro de huracanes. Esta categoría incluye planicies con lodos, salares planos y hielos eternos.

c) Definiciones de los tipos de exposiciones de techos:

- Totalmente expuesto: techos expuestos totalmente, sin resguardo de terreno, edificios más altos o árboles. Techos que contengan piezas grandes de equipo mecánico, parapetos que aumentan la altura de la carga de nieve balanceada h_b u otras obstrucciones no se consideran en esta categoría.
- Protegidos: techos ubicados entre coníferos calificados como obstáculos u obstrucciones.
- Parcialmente protegidos: techos que no se encuentren en ninguna de las dos categorías anteriores.

Figura 2.6: Factor de exposición.

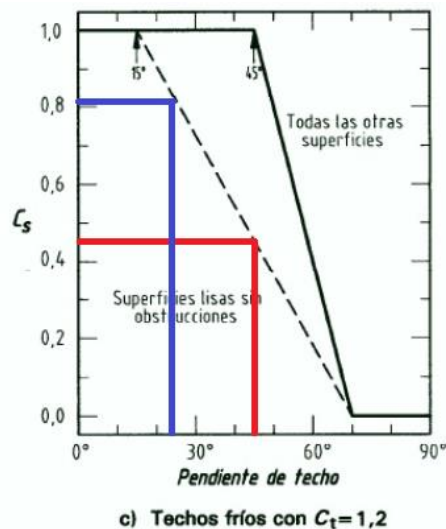


Figura 1 - Determinación del factor C_s

Figura 2.7: Factor de pendiente. Rojo estructura inclinada (45°) y en azul coplanar ($22,5^\circ$).

2.3.3. Carga de viento.

De acuerdo a la norma NCh 432-2010, la carga que ejerce el viento sobre ambas estructuras se determina mediante la ecuación $P = 0,613K_zK_{zt}K_dv^2IGC_N [N/m^2]$, donde cada uno de los términos en la ecuación se determinan por las tablas y esquemas mostrados en las figuras 2.8 a 2.13; y al igual que en el caso anterior, estos factores son seleccionados pensando en el caso factible más desfavorable.

Tabla 6 - Velocidad básica de viento para distintas zonas del país

Latitud S °	Velocidad básica m/s
17° 29' - 27°	30
27° - 35°	35
35° - 42°	40
42° - 50°	50
50° - 56° 32'	55

Figura 2.8: Velocidad del viento de acuerdo a latitud geográfica.

Tabla 7 - Factor de direccionalidad del viento

Tipo de estructura	K_d 1)
Edificios:	
SPRFV	0,85
Elementos secundarios	0,85
Techos abovedados en arco	0,85
Chimeneas, estanques y estructuras similares:	
Cuadrados	0,90
Hexagonales	0,95
Circulares	0,95
Señalética sólidas	0,85
Señalética sólidas y marcos de estructuras enrejadas	0,85
Torres enrejadas sujetas con cables:	
Triangulares, cuadradas y rectangulares	0,85
Todas las demás secciones transversales	0,95

1) El factor de direccionalidad K_d ha sido calibrado con la combinación de cargas especificadas en NCh3171. Este factor debe ser aplicado únicamente cuando se use en conjunto con la combinación de cargas en NCh3171.

Figura 2.9: Factor de direccionalidad del viento

Tabla 8 - Factor de importancia de la estructura

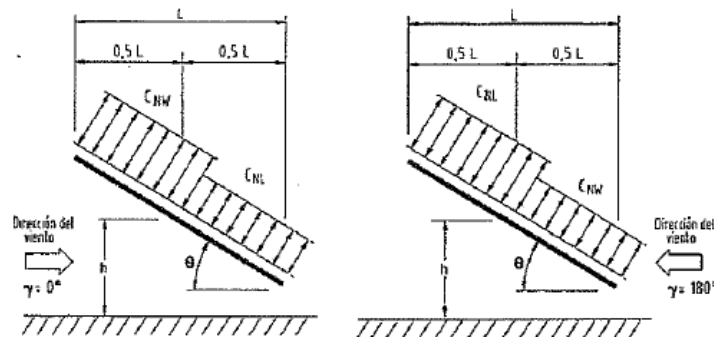
Categoría	Factor de importancia
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

Figura 2.10: Factor de importancia.

Tabla 9 - Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades, K_z y K_z

Altura sobre el nivel del suelo, z m	Exposición			
	B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0-4,6	0,70	0,57	0,85	1,03
6,1	0,70	0,62	0,90	1,08
7,6	0,70	0,66	0,94	1,12
9,1	0,70	0,70	0,98	1,16
12,2	0,76	0,76	1,04	1,22
15,2	0,81	0,81	1,09	1,27
18,0	0,85	0,85	1,13	1,31
21,3	0,89	0,89	1,17	1,34
24,4	0,93	0,93	1,21	1,38
27,4	0,96	0,96	1,24	1,4
30,5	0,99	0,99	1,26	1,43
36,6	1,04	1,04	1,31	1,48
42,7	1,09	1,09	1,36	1,52
48,8	1,13	1,13	1,39	1,55
54,9	1,17	1,17	1,43	1,58
61,0	1,20	1,20	1,46	1,61
76,2	1,28	1,28	1,53	1,68
91,4	1,35	1,35	1,59	1,73
106,7	1,41	1,41	1,64	1,78
121,9	1,47	1,47	1,69	1,82
137,2	1,52	1,52	1,73	1,86
152,4	1,56	1,56	1,77	1,89

Figura 2.11: Coeficiente de exposición a distribución de velocidades.



Pendiente de techo	Caso de carga	Dirección del viento $\gamma = 0^\circ$				Dirección del viento $\gamma = 180^\circ$			
		Flujo de viento despejado		Flujo de viento obstruido		Flujo de viento despejado		Flujo de viento obstruido	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
0°	A	1,2	0,3	-0,5	-1,2	+1,2	0,3	-0,5	-1,2
	B	-1,1	-0,1	-1,1	-0,6	-1,1	-0,1	-1,1	-0,6
7,5°	A	-0,6	-1	-1	-1,5	0,9	1,5	-0,2	-1,2
	B	-1,4	0	-1,7	-0,8	1,6	0,3	0,8	-0,3
15°	A	-0,9	-1,3	-1,1	-1,5	1,3	1,6	0,4	-1,1
	B	-1,9	0	-2,1	-0,6	1,8	0,6	1,2	-0,3
22,5°	A	-1,5	-1,6	-1,5	-1,7	1,7	1,8	0,5	-1
	B	-2,4	-0,3	-2,3	-0,9	2,2	0,7	1,3	0
30°	A	-1,8	-1,8	-1,5	-1,8	2,1	2,1	0,6	-1
	B	-2,5	-0,5	-2,3	-1,1	2,6	1	1,6	0,1
37,5°	A	-1,8	-1,8	-1,5	-1,8	2,1	2,2	0,7	-0,9
	B	-2,4	-0,6	-2,2	-1,1	2,7	1,1	1,9	0,3
45°	A	-1,6	-1,8	-1,3	-1,8	2,2	2,5	0,8	-0,9
	B	-2,3	-0,7	-1,9	-1,2	2,6	1,4	2,1	0,4

Figura 2.12: Coeficiente de presión neta.

De acuerdo a lo anterior, la norma indica el cálculo bajo dos situaciones, que a su vez se dividen en dos casos de cargas distribuidas sobre el panel FV, ver Figura 2.12:

- Situación 1: $\gamma = 0$, viento soplando por la cara posterior del panel FV.
- Situación 2: $\gamma = 180$, viento soplando por la cara frontal del panel FV.

Así, las cargas de viento asociadas a cada evento se resumen en las Tablas 2.2 y 2.3 para ambos casos, inclinado y coplanar respectivamente (factores K_{zt} y G toman valores 1 y 0,85 respectivamente).

Tabla 2.2: Carga de viento en $[N/m^2]$, según NCh 432–2010 para estructura inclinada.

Situación 1				Situación 2			
Caso A		Caso B		Caso A		Caso B	
Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
-2786	-3134	-4004	-1219	4353	3830	2437	4526

Tabla 2.3: Carga de viento en $[N/m^2]$, según NCh 432–2010 para estructura coplanar.

Situación 1				Situación 2			
Caso A		Caso B		Caso A		Caso B	
Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
-2612	-2785	-4178	-522	3134	2960	1219	3830

2.3.4. Cargas sísmicas

De acuerdo a la norma NCh 433 – Of. 1996, Mod. 2010, las cargas sísmicas a las que estará sometida la estructura se determinan mediante las ecuaciones:

- Fuerza vertical: $F_v = 0,67A_0P_p/g [N]$
- Fuerza horizontal: $F_h = A_0/gK_pC_pK_dP_p [N]$

Los factores necesarios, son obtenidos de las tablas presentes en la norma y mostradas en las figuras 2.13 y 2.14 (nuevamente seleccionados en base al caso factible más desfavorable), el factor de amplificación K_p toma el valor de 2,2, y P_p corresponde a la fuerza peso de la estructura y sus accesorios. Luego de determinar los factores, las cargas sobre cada estructura son las siguientes:

- Estructura inclinada:
 - Fuerza vertical : 230 [N]
 - Fuerza horizontal : 2038 [N]
- Estructura coplanar:
 - Fuerza vertical : 197 [N]
 - Fuerza horizontal : 1747 [N]

En particular, las cargas sísmicas se deben evaluar en ambas direcciones para los 3 ejes cartesianos, sin embargo, dada la simetría de la estructura en sentido lateral, basta con una simulación de izquierda a derecha o viceversa.

Por otra parte, considerar que en estos cálculos no se consideran los efectos que pudieran provocar las zonas en que se monten estas estructuras (edificios, casas, galpones, etc.)

Tabla 6.2 - Valor de la aceleración efectiva A_0

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Figura 2.13: Aceleración efectiva del suelo, según zonas geográficas.

**Tabla 8.1 - Valores del coeficiente C_p y del factor de desempeño K_d
para el diseño y anclaje de elementos secundarios**

	C_p	Factor de desempeño, K_d		
		Categoría del edificio		
		IV	III	II
I Elementos secundarios				
Apéndices y elementos agregados				
- Chimeneas, parapetos, cornisas y elementos agregados en muros	2,0	1,35	1,35	1,0
- Elementos aislados empotrados en su base	1,5	1,0	1,0	0,75
- Equipo montado en cielo, pared o piso	1,0	1,35	1,0	0,75
- Repisas incluyendo su contenido permanente	1,0	1,35	1,0	0,75
- Letreros	2,0	1,0	1,0	0,75
Tabiques y muros no estructurales				
- Escaleras	1,5	1,35	1,0	1,0
- Escapes horizontales o verticales	1,0	1,35	1,35	1,0
- Pasillos públicos	1,0	1,35	1,0	0,75
- Pasillos privados	0,7	1,35	0,75	0,75
- Otras divisiones de altura total	1,0	1,35	1,0	1,0
- Otras divisiones de altura parcial	0,7	1,0	0,75	0,75
- Muros exteriores no resistentes y muros cortina	2,0	1,35	1,0	0,75

Figura 2.14: Valor del coeficiente C_p y el factor de desempeño K_d .

2.4. Condición de borde.

Respecto de las fijaciones, en ambas estructuras se restringe el movimiento en las pletinas de anclaje, fijando las 20 golillas de apriete (superior e inferior por cada pletina) en sus caras exteriores, como muestra la Figura 2.15.

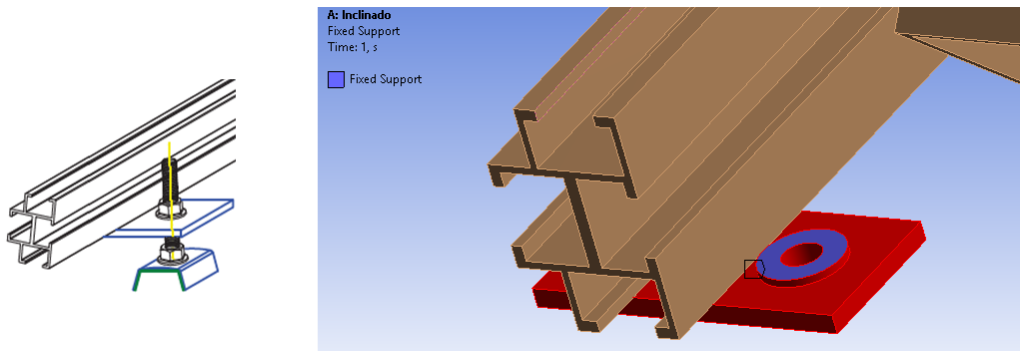


Figura 2.15: Restricción de movimiento en todas direcciones para ambos modelos.

2.5. Casos de carga.

De acuerdo a la NCh 3171–2010, no es necesario analizar de forma simultánea las cargas de viento y sismo, por tanto, en este estudio los niveles de esfuerzo y deformación en la estructura son determinados para cada escenario tomando las consideraciones descritas en 2.3.3, 2.3.4 y 2.3.5 de nieve, viento y sismo respectivamente, siendo:

- Escenario 1: Análisis por sobrecarga de nieve.
- Escenario 2: Análisis por carga de viento.
- Escenario 3: Análisis por carga de sismo.

3. RESULTADOS

3.1. Escenario 1: Análisis por sobrecarga de nieve.

3.1.1. Estructura inclinada

En la Figura 3.1, se presenta el esfuerzo equivalente que alcanza la estructura al considerar la sobrecarga de nieve y luego en la Figura 3.2, se muestra un acercamiento a la zona de mayores esfuerzos, que corresponde a la unión de ambos perfiles “L” en el módulo central, finalmente en 3.3 se presenta la deformación de la estructura en este escenario.

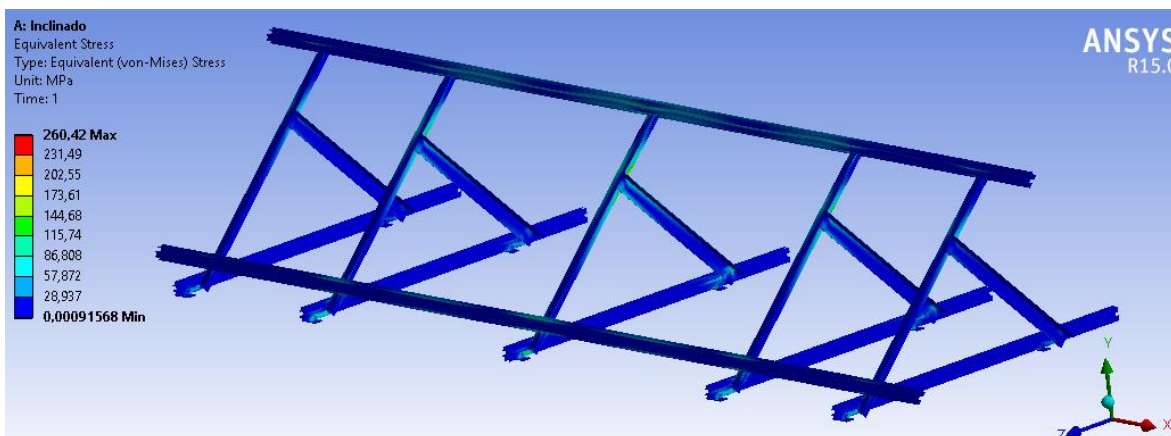


Figura 3.1: Esfuerzo equivalente de Von-Mises [Mpa].

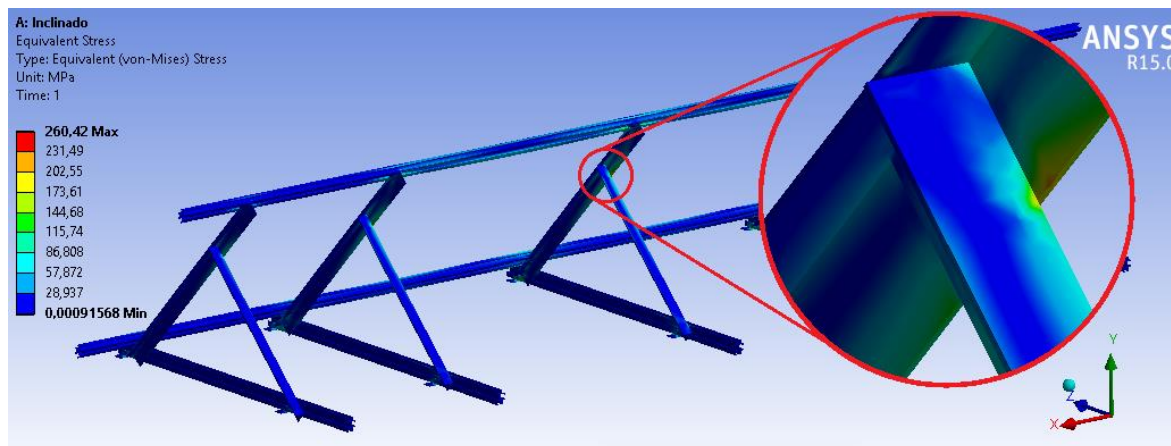


Figura 3.2: Esfuerzo equivalente de Von-Mises [MPa], zoom en zona de mayor esfuerzo.

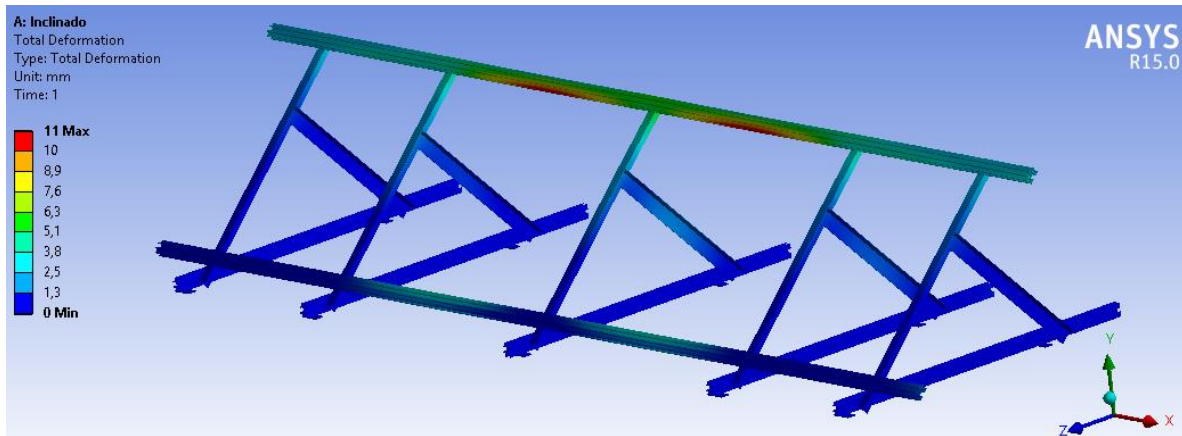


Figura 3.3: Deformación total equivalente de la estructura.

3.1.2. Estructura coplanar.

En la Figura 3.4, se presenta el esfuerzo equivalente que alcanza la estructura al considerar la sobrecarga de nieve, notar que el esfuerzo máximo indicado de 455 [MPa] se alcanza en una de las pletinas de montaje, sin embargo se mantiene muy por debajo del esfuerzo de ruptura de su material (acero inoxidable, ver Tabla 2.1) y en una zona puntual muy localizada, despreciable para el análisis, por otra parte, el esfuerzo máximo de la estructura principal, se produce en la zona encerrada con rojo llegando a un máximo de 236 [MPa]. Finalmente, en la figura 3.5 se presenta el nivel de deformación que alcanza la estructura en este escenario.

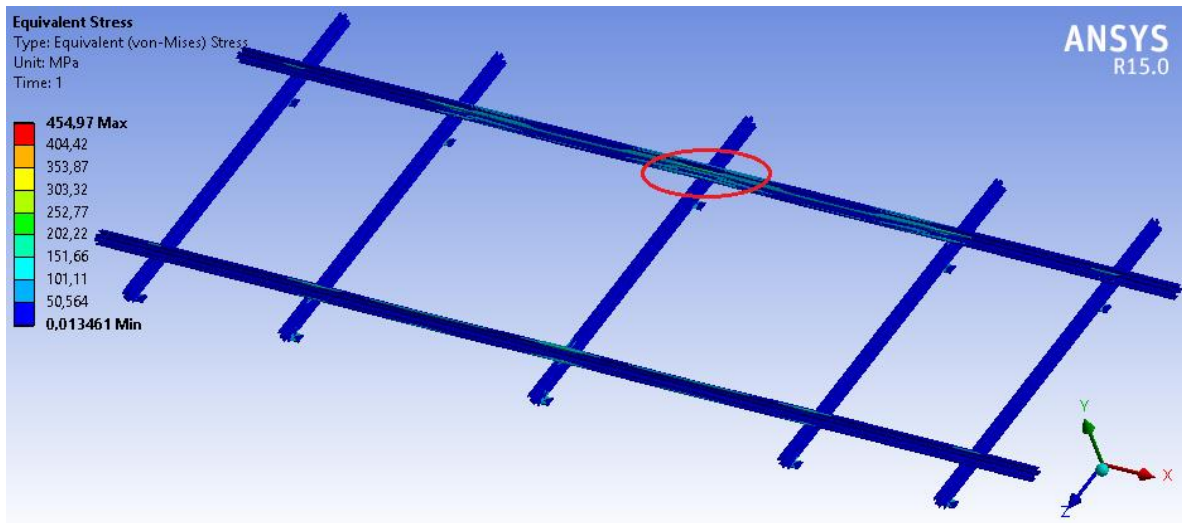


Figura 3.4: Esfuerzo equivalente de Von-Mises [MPa].

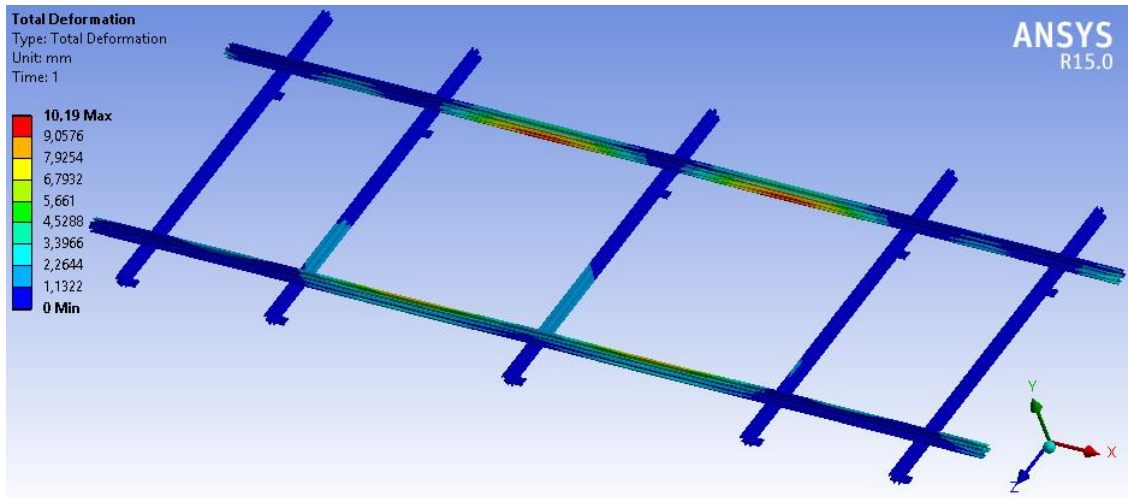


Figura 3.5: Deformación total equivalente de la estructura [mm].

3.1.3. Síntesis sobrecarga de nieve.

El esfuerzo máximo que alcanza la estructura inclinada es menor que su límite de fluencia, por lo tanto en esta condición de carga no se deben generar fallas estructurales, al menos hasta las condiciones analizadas. Asimismo, en la estructura coplanar tampoco se logran niveles de esfuerzo elevados en la estructura principal, por lo tanto, no se deben presentar fallas que afecten la integridad de la estructura. En la Tabla 3.1 se muestra un resumen de los resultados de esfuerzo y deformación en cada caso.

Tabla 3.1: Esfuerzos y desplazamientos máximo en cada caso de sobrecargas de nieve.

	Estructura inclinada	Estructura coplanar
Esfuerzo	260 [MPa]	236 [MPa]
Desplazamiento	11 [mm]	10 [mm]

Comparando con la tabla 2.1, se determina que el factor de seguridad a la ruptura de la estructura inclinada y coplanar (donde el esfuerzo de ruptura corresponde al aluminio) son:

$$FS_{nieve,inclinado} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{310}{260} = 1,2$$

$$FS_{nieve,coplanar} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{310}{236} = 1,3$$

Además, el desplazamiento máximo en la estructura inclinada es 11 [mm] se produce en el perfil de montaje con una extensión de 1200 [mm], entre el módulo central y el módulo siguiente (simétrico para ambos lados) que equivale a una deflexión del 0,9%, asimismo en estructura coplanar el desplazamiento máximo es en la misma zona y equivale a una deflexión del 0,8%.

Por lo anterior, los resultados obtenidos, muestran que la estructura es apta para soportar de forma íntegra las sobrecargas de nieve analizadas.

3.2. Escenario 2: Análisis por carga de viento.

3.2.1. Estructura inclinada.

3.2.1.1. Viento soplando de frente al panel FV.

3.2.1.1.1. Caso A

A continuación, el esfuerzo equivalente, acercamiento a zona de mayores esfuerzos y deformación equivalente de la estructura en las Figuras 3.6, 3.7 y 3.8 respectivamente.

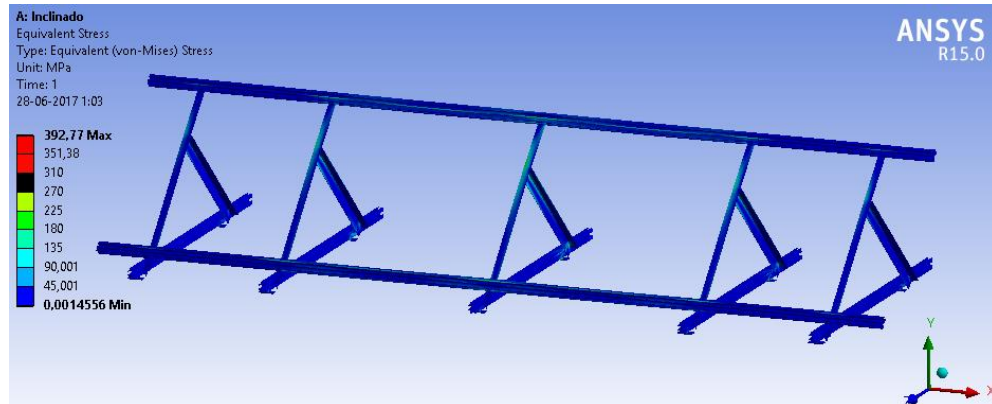


Figura 3.6: Esfuerzo equivalente de Von-Mises [MPa].

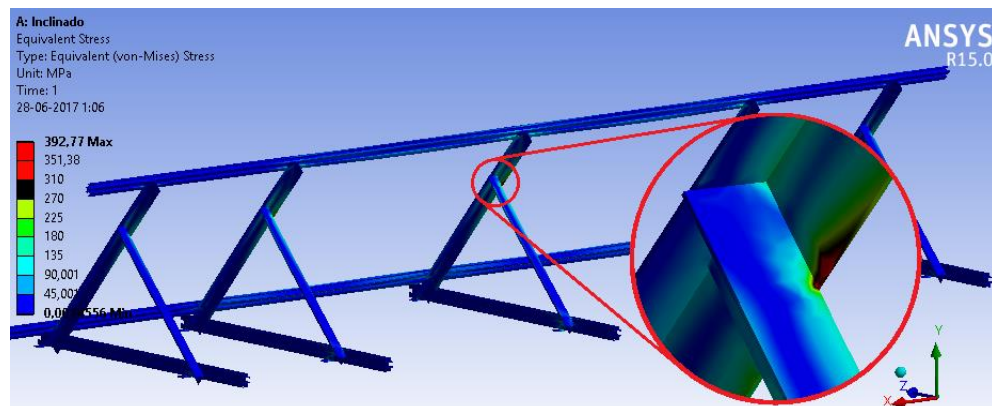


Figura 3.7: Esfuerzo equivalente de Von-Mises, zoom a zona de mayor esfuerzo [MPa].

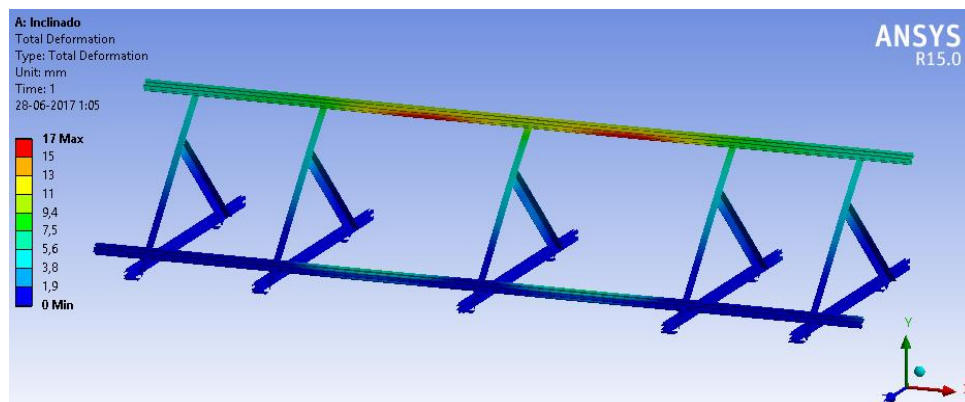


Figura 3.8: Deformación total equivalente de la estructura [mm].

Notar que en este caso, el esfuerzo equivalente máximo se genera en la unión de ambos perfiles “L” del módulo central (encerrada en rojo) y supera el esfuerzo de ruptura en la estructura de aluminio, no obstante, el acercamiento mostrado en la Figura 3.7, muestra un concentrador de esfuerzos justo en la unión de ambos perfiles “L”, esto es esperable y se produce por la forma en que fue modelada esta unión, en la realidad esta unión es apernada, sin embargo para simplificar el modelo, se decide modelar estos elementos como si estuvieran soldados entre sí, si bien esto ayuda a simplificar el cálculo, se generan estos efectos que en términos prácticos son despreciables dado que no representa fielmente la realidad. Para efectos del análisis se tomarán como válidos los valores que están en la vecindad de este concentrador de esfuerzos, de este modo el esfuerzo a considerar en este caso es de 270 [MPa]. La metodología expuesta será aplicable a todos los casos siguientes de perfil inclinado.

3.2.1.1.2. Caso B

Se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises, zoom a la zona de mayores esfuerzos y deformación total equivalente en las Figuras 3.9, 3.10 y 3.11 respectivamente.

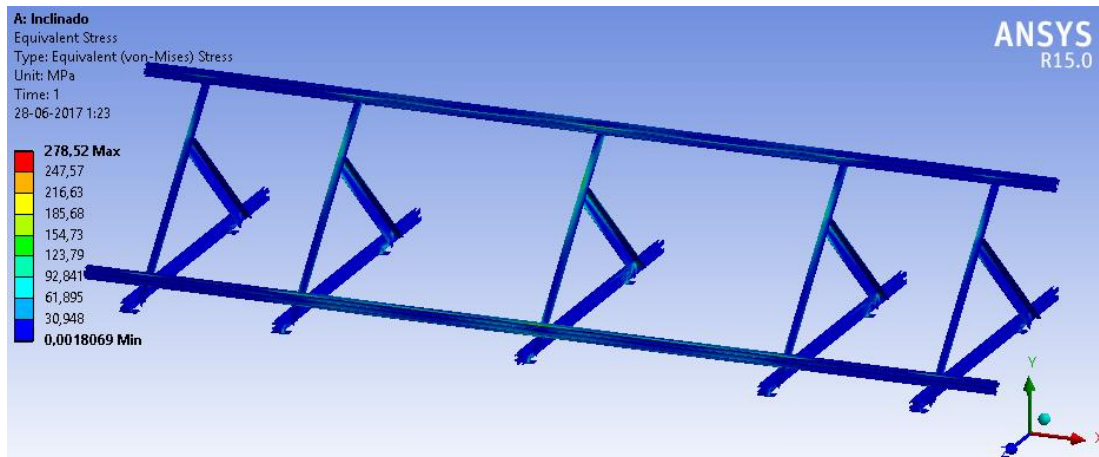


Figura 3.9: Esfuerzo equivalente de Von-Mises [MPa].

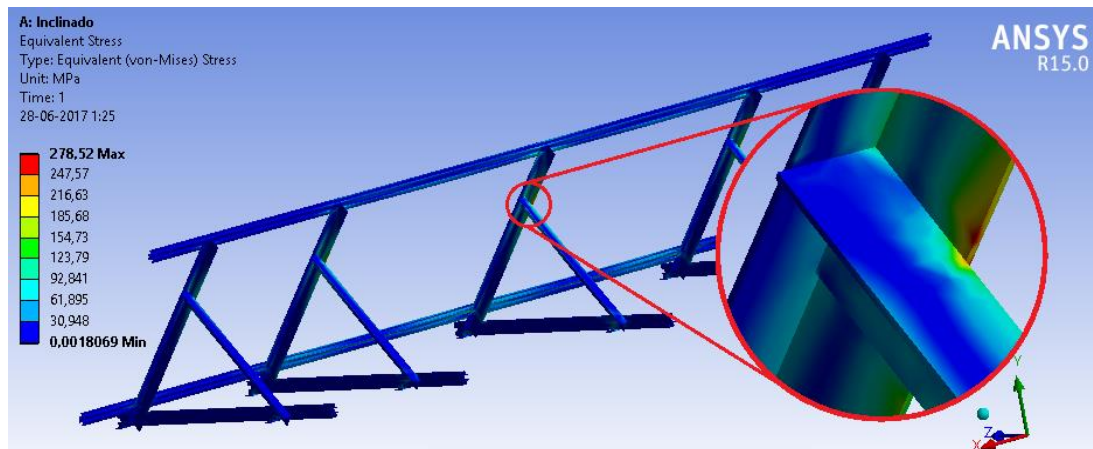


Figura 3.10: Esfuerzo equivalente de Von-Mises, zoom a zona de mayor esfuerzo [MPa].

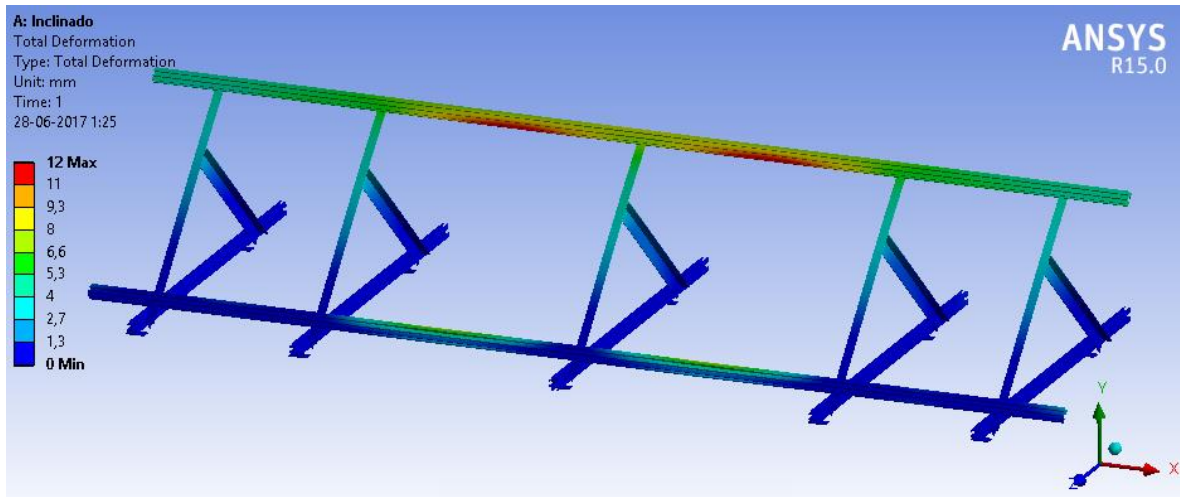


Figura 3.11: Deformación total equivalente de la estructura [mm].

En este caso, el esfuerzo máximo indica 279 [MPa], sin embargo, por la explicación en 3.2.1.1.1. el acercamiento muestra que la zona de mayores esfuerzos no se considera y por tanto el esfuerzo válido en este caso será de 216 [MPa].

3.2.1.2. Viento soplando por la cara posterior al panel FV.

3.2.1.2.1. Caso A

Se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises, zoom a la zona de mayores esfuerzos y deformación total equivalente en las Figuras 3.12, 3.13 y 3.14 respectivamente.

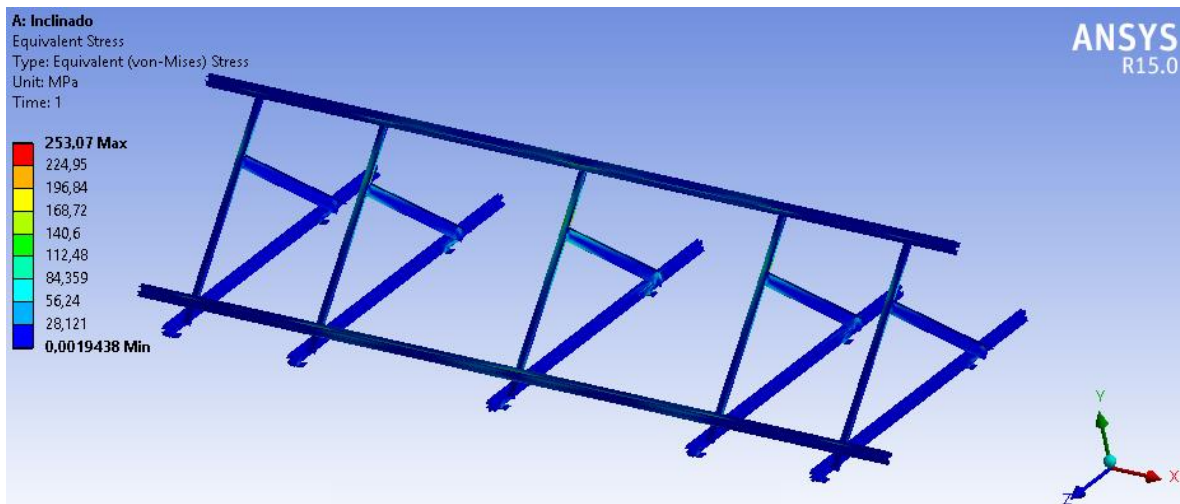


Figura 3.12: Esfuerzo equivalente de Von-Mises [MPa].

En este caso, el esfuerzo máximo indica 253 [MPa], sin embargo, por la explicación en 3.2.1.1.1. el acercamiento muestra que la zona de mayores esfuerzos no se considera y por tanto el esfuerzo válido en este caso será de 197 [MPa].

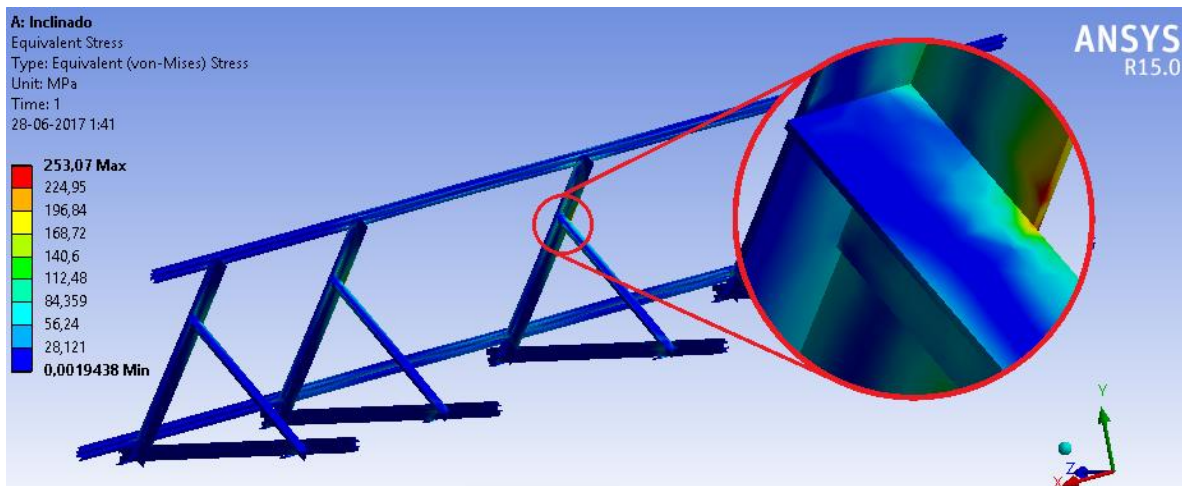


Figura 3.13: Esfuerzo equivalente de Von-Mises, zoom a zona de mayor esfuerzo [MPa].

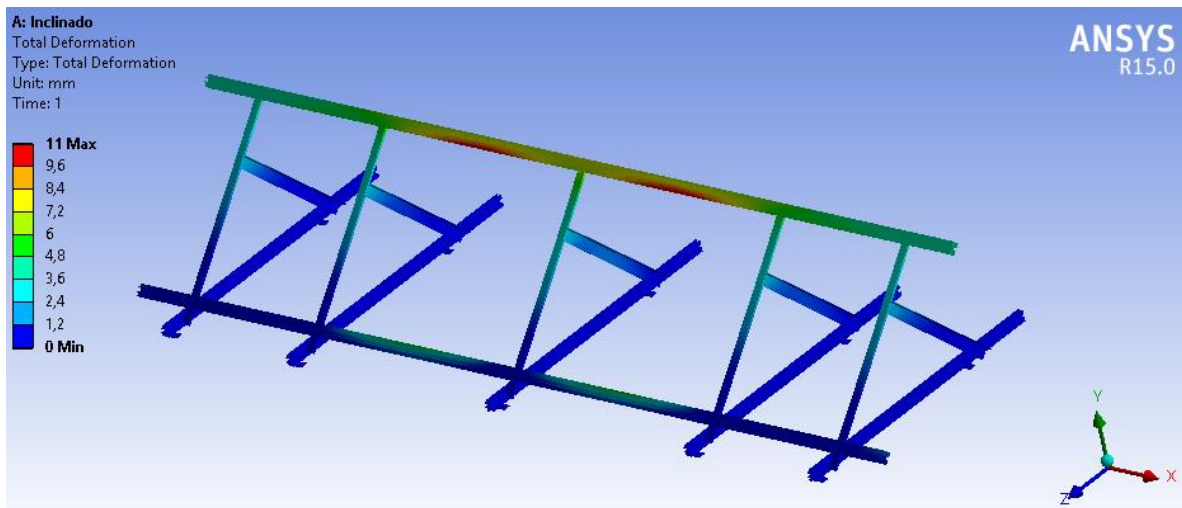


Figura 3.14: Deformación total equivalente de la estructura [mm].

3.2.1.2.2. Caso B

Al igual que en el caso anterior, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises, zoom a la zona de mayores esfuerzos y deformación total equivalente en las Figuras 3.15, 3.16 y 3.17 respectivamente.

En este caso, el esfuerzo máximo indica 292 [MPa], sin embargo, por la explicación en 3.2.1.1.1. el acercamiento muestra que la zona de mayores esfuerzos no se considera y por tanto el esfuerzo válido en este caso será de 227 [MPa].

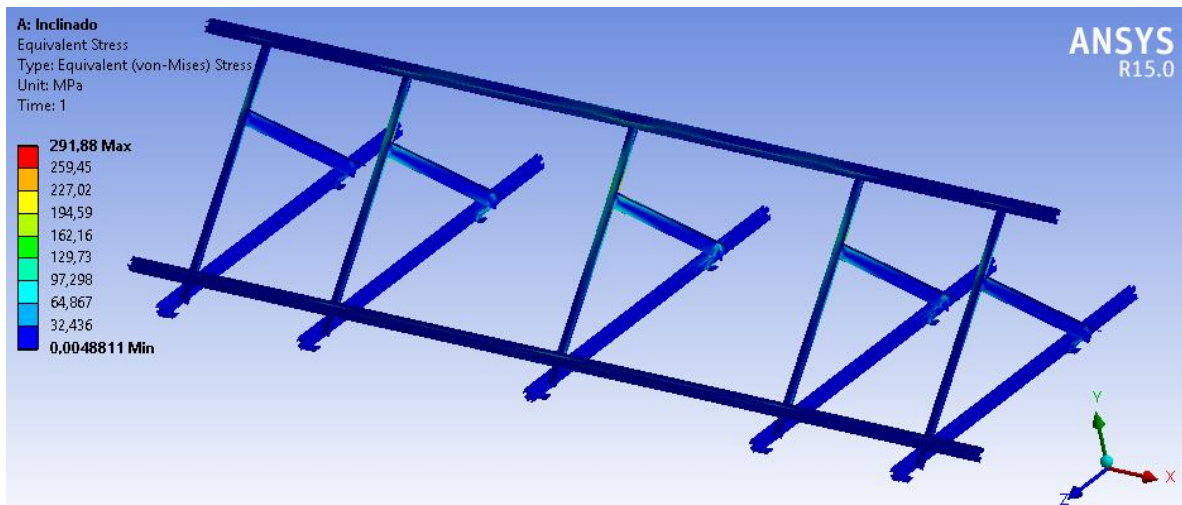


Figura 3.15: Esfuerzo equivalente de Von-Mises [MPa].

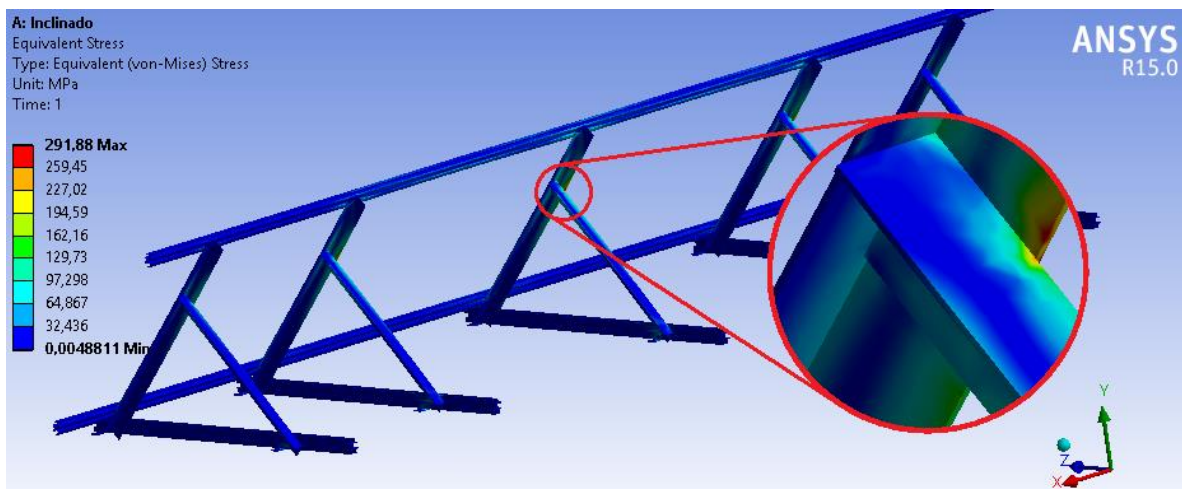


Figura 3.16: Esfuerzo equivalente de Von-Mises, zoom a zona de mayor esfuerzo [MPa].

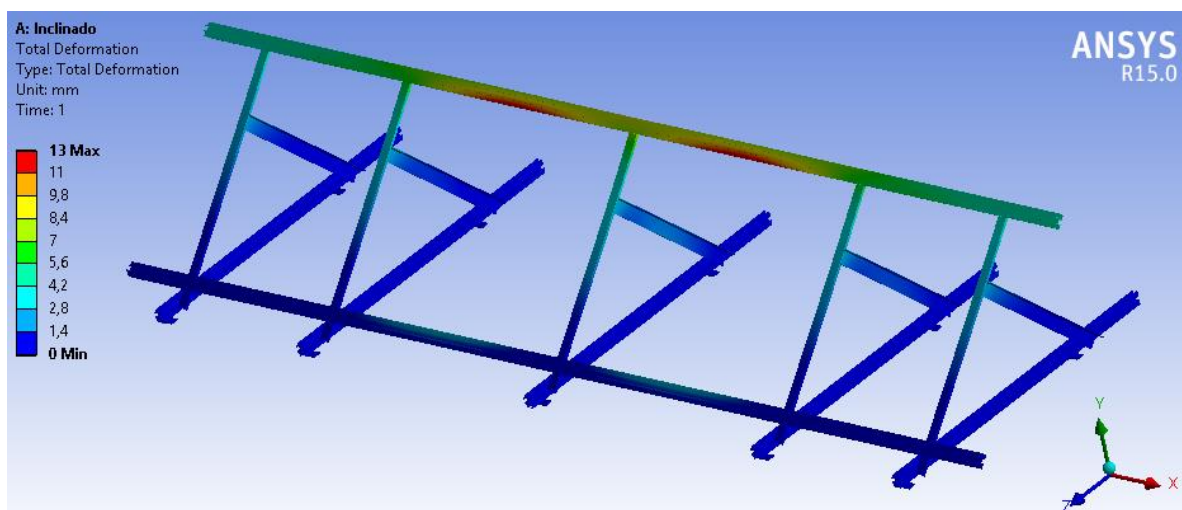


Figura 3.17: Deformación total equivalente de la estructura [mm].

3.2.1.3. Síntesis carga de viento en estructura inclinada

Los esfuerzos máximos en este escenario, se sitúan en la unión de los perfiles “L”. En general en ningún caso se superan los esfuerzos de fluencia de la estructura, salvo en una pequeña zona local donde se observan esfuerzos superiores a 270 [MPa] (Caso A, viento frontal), que sin embargo no generarán una falla en la estructura por abarcar un área despreciable, además de estar sometidas a compresión por lo que los efectos de ruptura del material se minimizan.

Tabla 3.2: Esfuerzo y desplazamiento máximo en estructura inclinada por carga de viento.

	Viento sopla frente a FV		Viento sopla por detrás de FV	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
Esfuerzo	270 [MPa]	216 [MPa]	197 [MPa]	227 [MPa]
Desplazamiento	17 [mm]	12 [mm]	11 [mm]	13 [mm]

Los resultados obtenidos, ver Tabla 3.2, muestran que la estructura es apta para soportar de forma íntegra vientos de hasta 198 [km/h] a una altura de hasta 18 metros. Comparando con la tabla 2.1, se determina que la estructura posee un factor de seguridad a la ruptura de:

$$FS_{viento,inclinado} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{310}{270} = 1,15$$

Además, el desplazamiento máximo en la estructura inclinada es 13 [mm] se produce en el perfil de montaje con una extensión de 1200 [mm], entre el módulo central y el módulo siguiente (simétrico para ambos lados) que equivale a una deflexión del 1%.

Por lo anterior, la estructura no estará afectada a daños estructurales, al menos hasta las condiciones analizadas.

3.2.2. Estructura coplanar

3.2.2.1. Viento soplando de frente al panel FV.

3.2.2.1.1. Caso A

A continuación, y al igual que para la estructura inclinada se muestra para la estructura coplanar el esfuerzo equivalente por carga de viento y deformación equivalente de la estructura para este caso en las Figuras 3.18 y 3.19 respectivamente.

En este caso, el esfuerzo máximo 284 [MPa] se genera en una de las pletinas de la estructura, sin embargo muy por debajo del esfuerzo de ruptura del material. Por otra parte, el esfuerzo máximo en la estructura principal se genera en la zona encerrada por el círculo y en ningún caso supera los 143 [MPa].

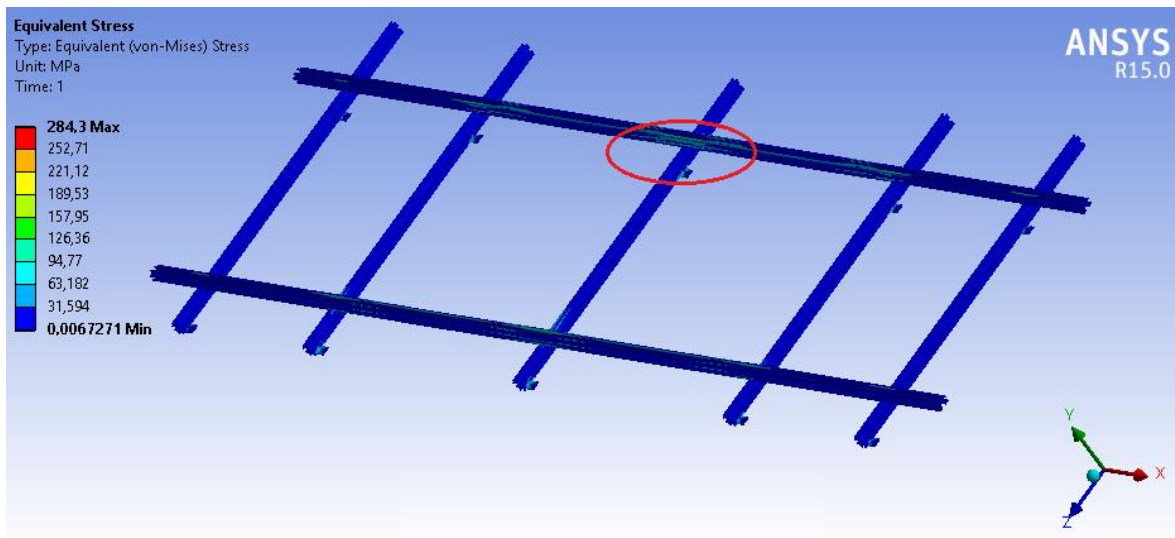


Figura 3.18: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

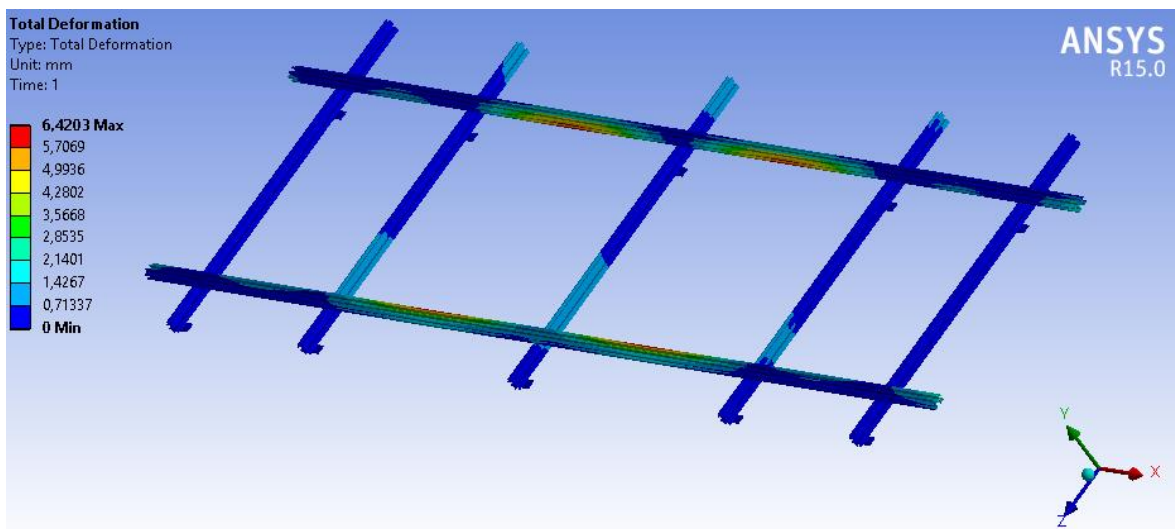


Figura 3.19: Deformación total equivalente de la estructura.

3.2.2.1.2. Caso B

Al igual que en el caso anterior, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.20 y 3.21 respectivamente.

En este caso, y al igual que en el anterior, el esfuerzo máximo 313 [MPa] se genera en una de las pletinas de la estructura, sin embargo muy por debajo del esfuerzo de ruptura del material. Por otra parte, el esfuerzo máximo en la estructura de aluminio se genera en la zona encerrada con rojo y en ningún caso supera los 142 [MPa].

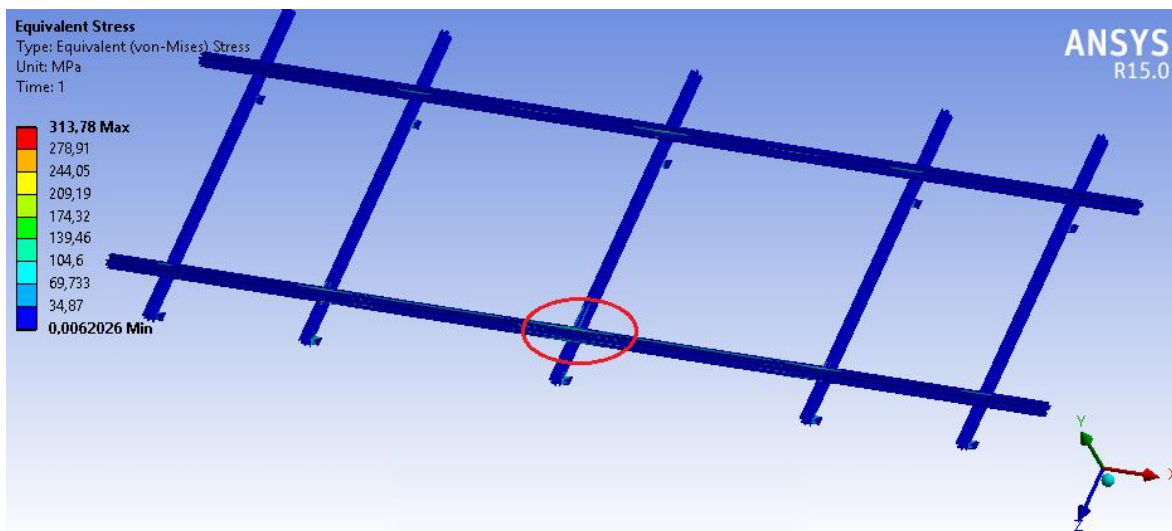


Figura 3.20: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

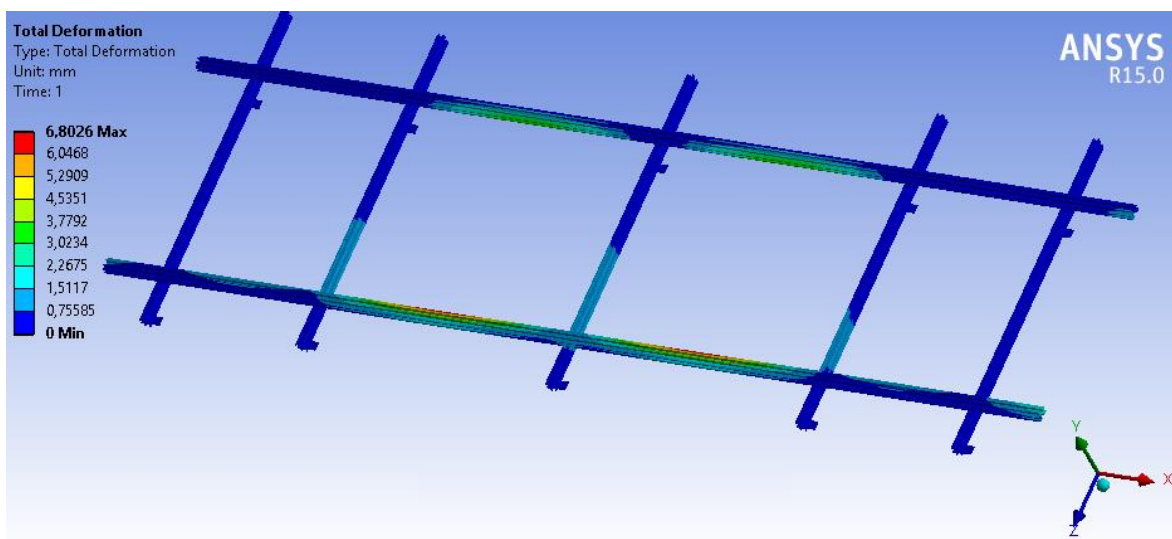


Figura 3.21: Deformación total equivalente de la estructura.

3.2.2.2. Viento soplando por la cara posterior al panel FV.

3.2.2.2.1. Caso A

Al igual que en el caso anterior, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.22 y 3.23 respectivamente.

En este caso, y al igual que en el anterior, el esfuerzo máximo 347 [MPa] se genera en una de las pletinas de la estructura, sin embargo muy por debajo del esfuerzo de ruptura del material. Por otra parte, el esfuerzo máximo en la estructura de aluminio se genera en la zona encerrada con rojo y en ningún caso supera los 116 [MPa].

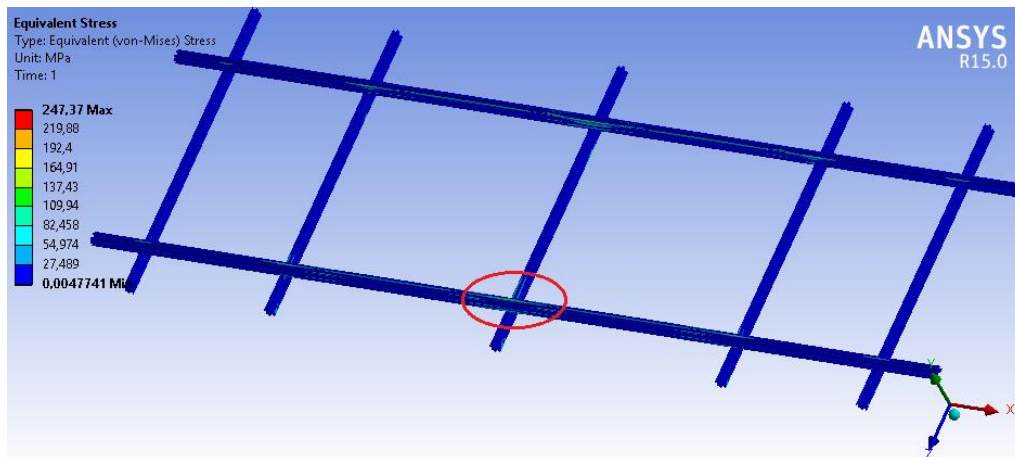


Figura 3.22: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

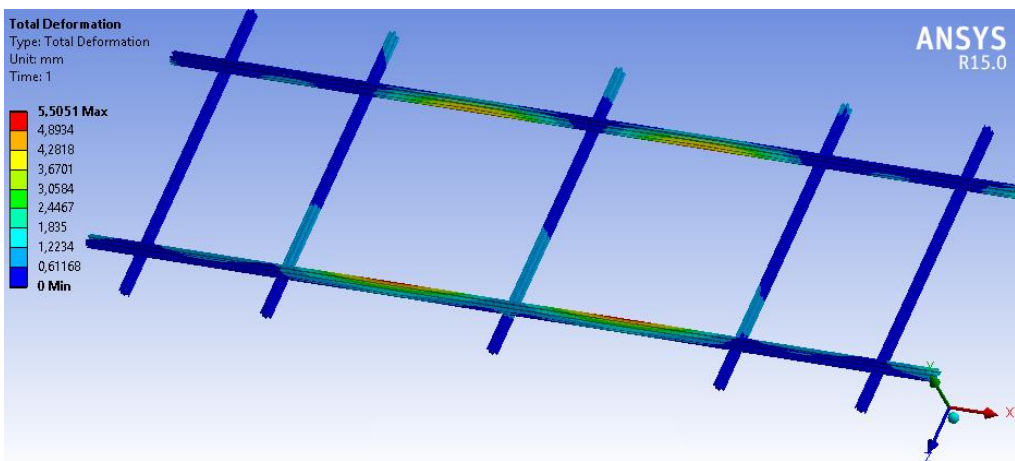


Figura 3.23: Deformación total equivalente de la estructura.

3.2.2.2.2. Caso B

Al igual que en el caso anterior, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.24 y 3.25 respectivamente.

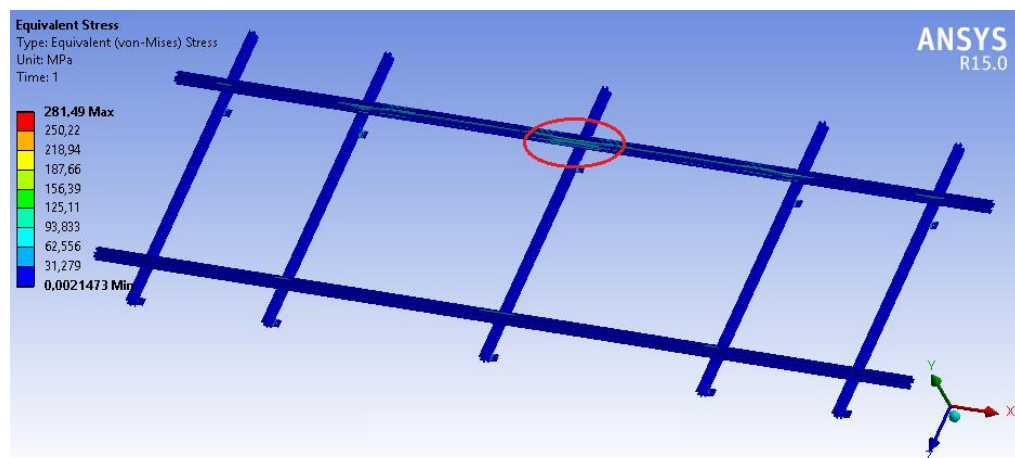


Figura 3.24: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

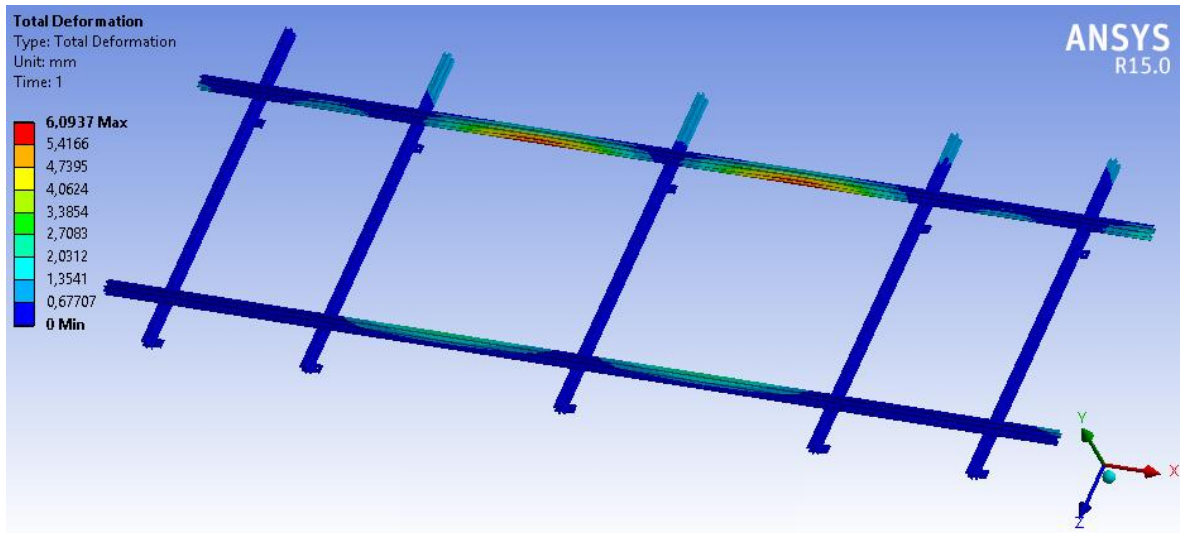


Figura 3.25: Deformación total equivalente de la estructura.

En este caso, y al igual que en el anterior, el esfuerzo máximo 281 [MPa] se genera en una de las pletinas de la estructura, sin embargo muy por debajo del esfuerzo de ruptura del material. Por otra parte, el esfuerzo máximo en la estructura de aluminio se genera en la zona encerrada con rojo y en ningún caso supera los 140 [MPa].

3.2.2.3. Síntesis cargas de viento en estructura coplanar.

Para la estructura coplanar sometida a carga de viento, los máximos esfuerzos se generan en la pletina de anclaje, sin embargo en una zona localizada y despreciable, más aún, en todos los casos por debajo del valor de ruptura del material. Por otra parte, el valor máximo alcanzado en la estructura principal de aluminio en ningún caso llega a niveles que pudieran comprometer la integridad de la estructura. Por lo anterior, se determina que la estructura es apta para soportar vientos de hasta 198 [km/h] a una altura de hasta 18 metros. En la Tabla 3.3 se resumen los resultados de esfuerzo y deformación equivalentes en la estructura.

Tabla 3.3: Esfuerzo y desplazamiento máximo en estructura coplanar por carga de viento.

	Viento sopla frente a FV		Viento sopla por detrás de FV	
	Caso A	Caso B	Caso A	Caso B
Esfuerzo	143 [MPa]	142 [MPa]	116 [MPa]	140 [MPa]
Desplazamiento	6,4 [mm]	6,8 [mm]	5,5 [mm]	6,1 [mm]

Comparando con la tabla 2.1, se determina que la estructura alcanza un factor de seguridad a la ruptura de:

$$FS_{viento,coplanar} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{310}{143} = 2,2$$

Además, el desplazamiento máximo en la estructura inclinada es 6,8 [mm] se produce en el perfil de montaje con una extensión de 1200 [mm], entre el módulo central y el módulo siguiente (simétrico para ambos lados) que equivale a una deflexión del 0,6%.

3.3. Escenario 3: Análisis por carga sísmica.

3.3.1. Estructura inclinada

3.3.1.1. Sismo vertical.

3.3.1.1.1. Fuerza actuando hacia arriba.

Nuevamente, como en escenarios anteriores se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.26 y 3.27 respectivamente.

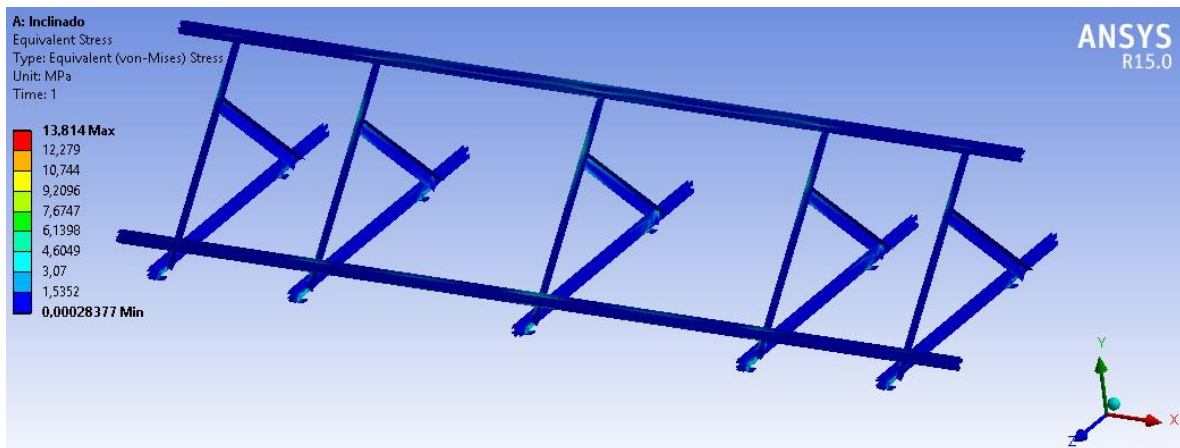


Figura 3.26: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

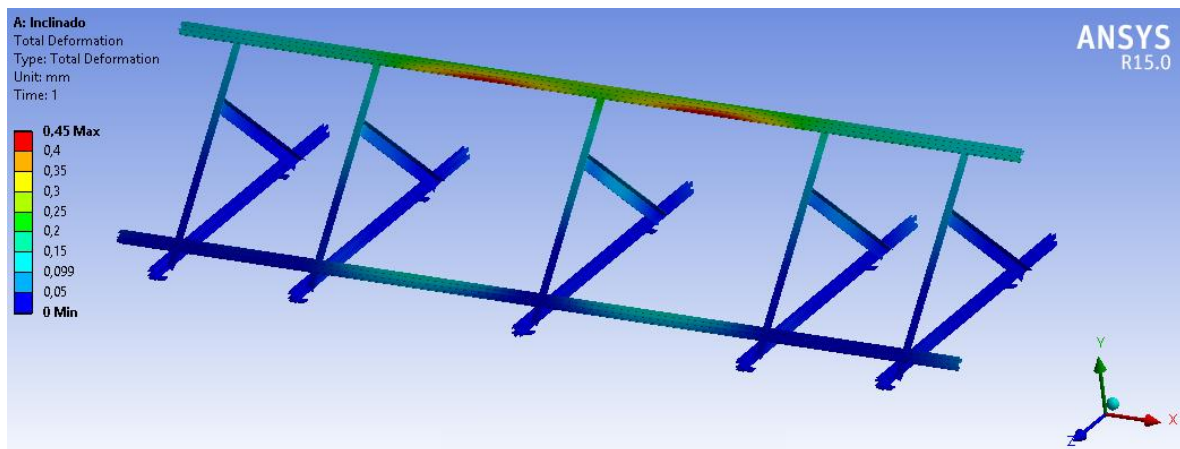


Figura 3.27: Deformación total equivalente de la estructura.

3.3.1.1.2. Fuerza actuando hacia abajo.

A continuación, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.28 y 3.29 respectivamente.

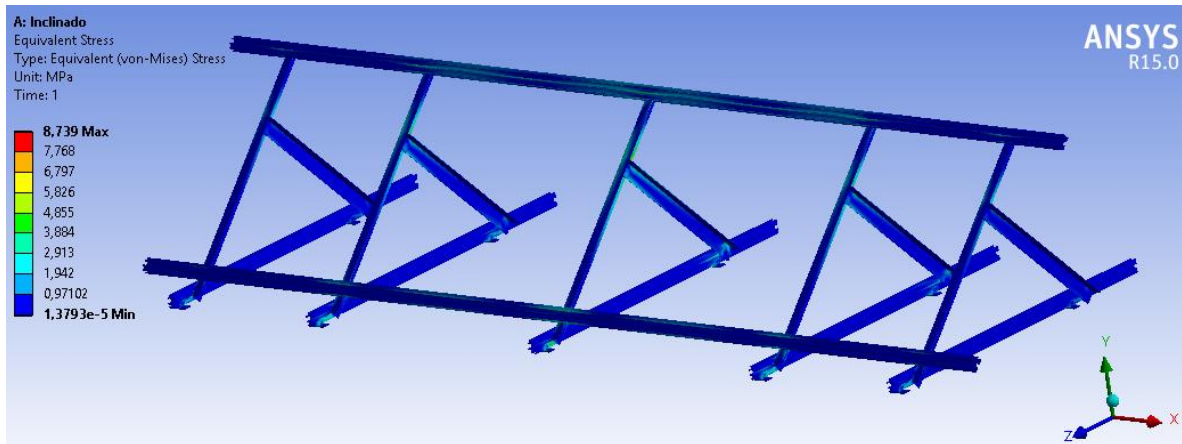


Figura 3.28: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

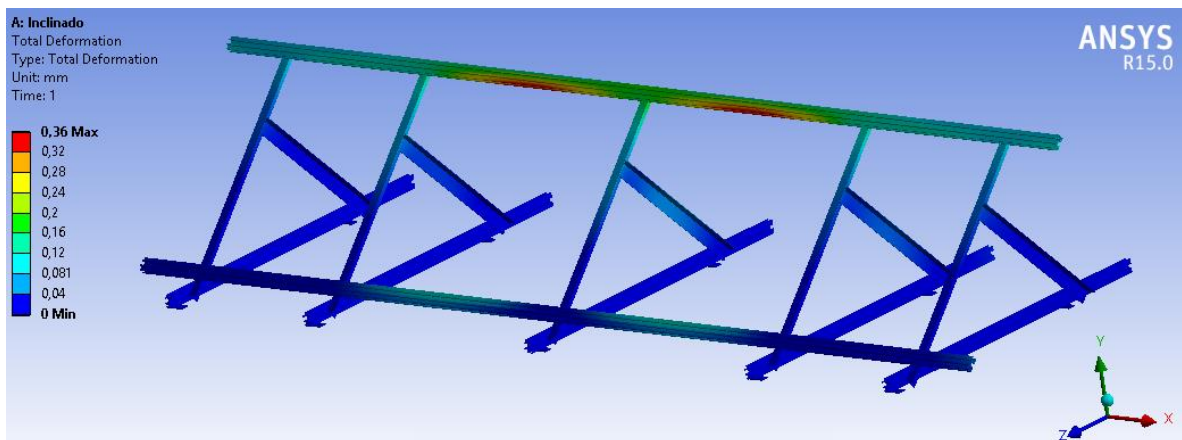


Figura 3.29: Deformación total equivalente de la estructura.

3.3.1.2. Sismo horizontal.

3.3.1.2.1. Fuerza actuando de izquierda a derecha.

A continuación, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.30 y 3.31 respectivamente.

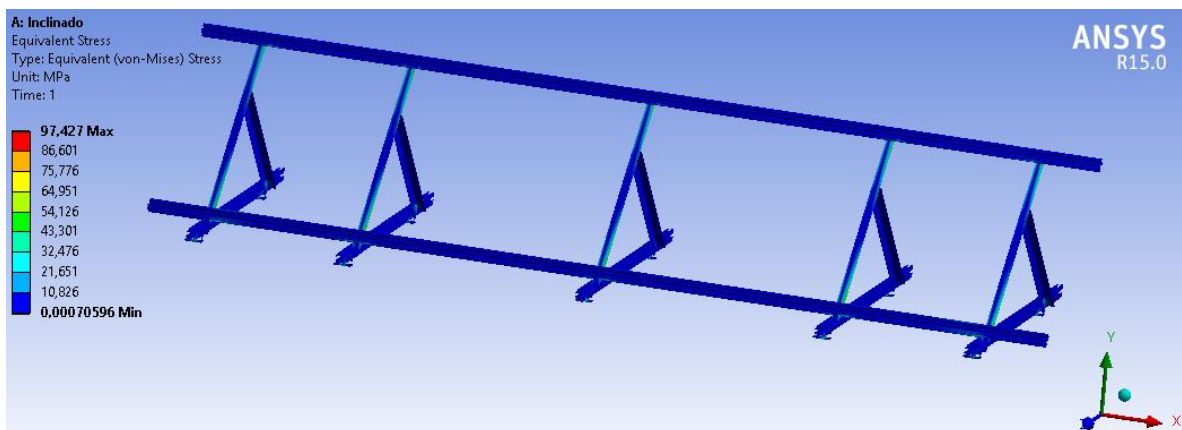


Figura 3.30: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

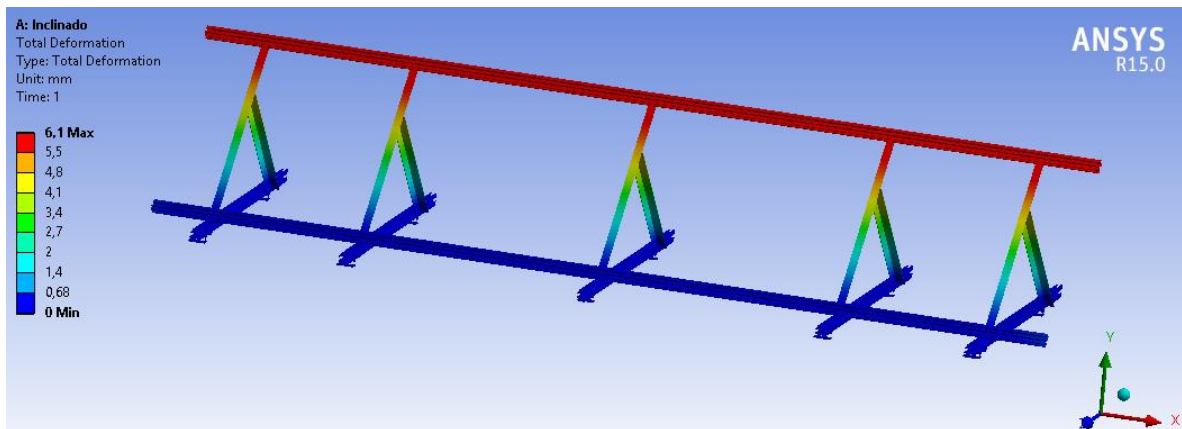


Figura 3.31: Deformación total equivalente de la estructura.

3.3.1.2.2. Fuerza actuando de atrás hacia adelante.

A continuación, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.32 y 3.33 respectivamente.

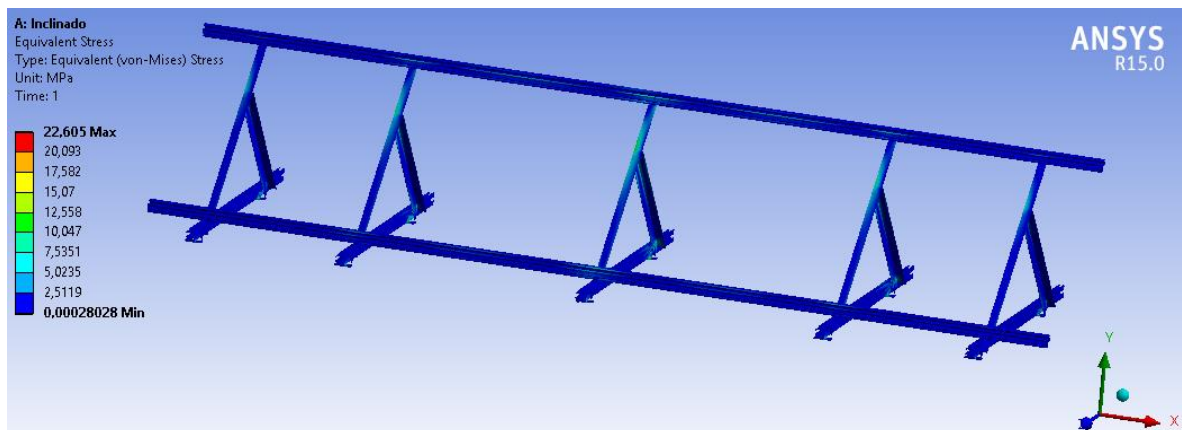


Figura 3.32: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

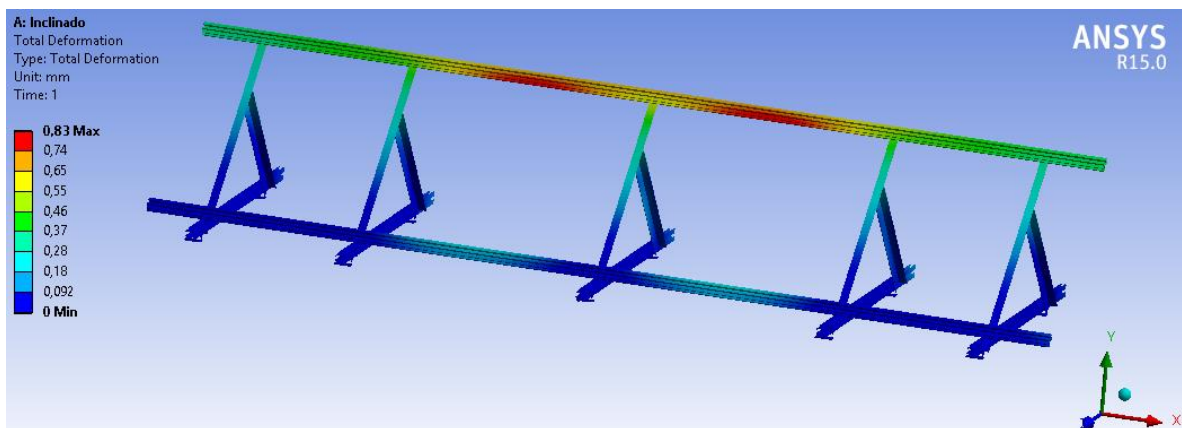


Figura 3.33: Deformación total equivalente de la estructura.

3.3.1.3. Síntesis cargas sísmicas en estructura inclinada.

En general, los esfuerzos máximos para el escenario sísmico presentan mayores niveles siempre sobre la estructura de aluminio, los cuales en ningún caso llegan a valores que pudieran comprometer la integridad de la estructura. Los resultados obtenidos, ver Tabla 3.4, muestran que la estructura es apta para soportar de forma íntegra cargas de sismos calculados de acuerdo a NCh 433–Of 1996.

Tabla 3.4: Esfuerzos y desplazamientos máximo en cada caso de cargas sísmicas analizado.

	Sismo vertical		Sismo horizontal	
	Asciende	Desciende	Lateral	Posterior
Esfuerzo	14 [MPa]	9 [MPa]	97 [MPa]	23 [MPa]
Desplazamiento	0,5 [mm]	0,4 [mm]	6 [mm]	0,8 [mm]

Comparando con la tabla 2.1, se determina que la estructura está por debajo de los límites de ruptura del material. En esta condición se alcanza un factor de seguridad a la ruptura de:

$$FS_{sismo,inclinado} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{310}{97} = 3,2$$

Además, el desplazamiento máximo en la estructura inclinada es de 6 [mm] y se produce en el perfil de montaje con una extensión de 4500 [mm] y conectado al perfil “L” de todos los módulos de largo 1156 [mm] equivale a una deformación del 0,5%

3.3.2. Estructura coplanar

3.3.2.1. Sismo vertical.

3.3.2.1.1. Fuerza actuando hacia arriba.

A continuación, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.34 y 3.35 respectivamente.

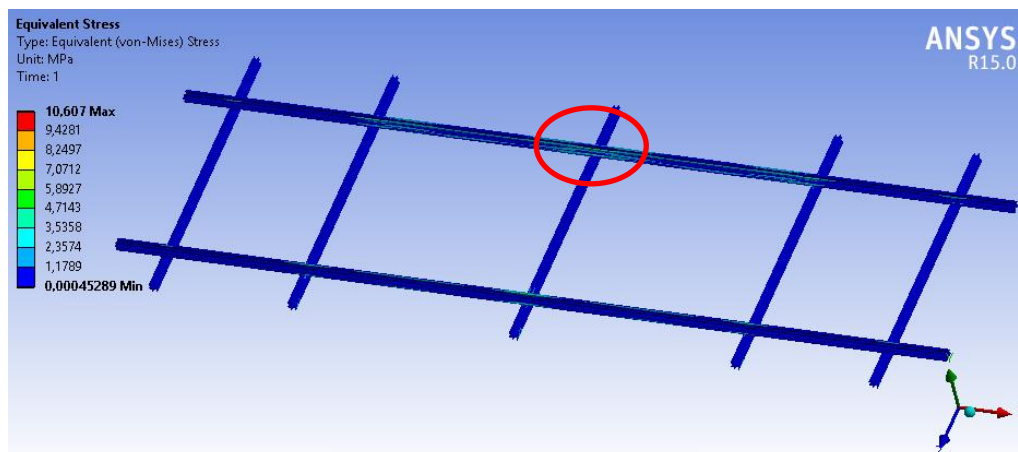


Figura 3.34: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

Notar que el esfuerzo máximo indicado en la figura ocurre en una de las pletinas de montaje de la estructura, sin embargo, el esfuerzo máximo de la estructura principal no supera los 5 [MPa], en la zona encerrada en un círculo.

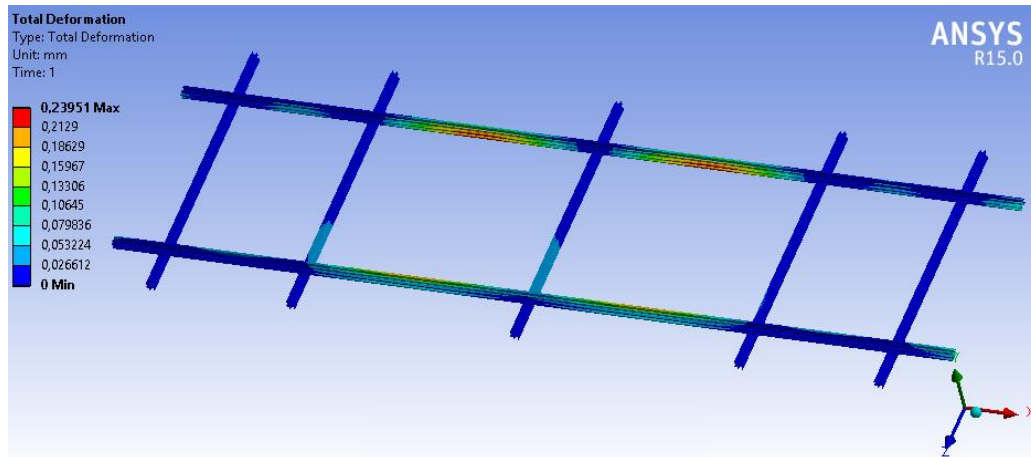


Figura 3.35: Deformación total equivalente de la estructura.

3.3.2.1.2. Fuerza actuando hacia abajo.

A continuación, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.36 y 3.37 respectivamente.

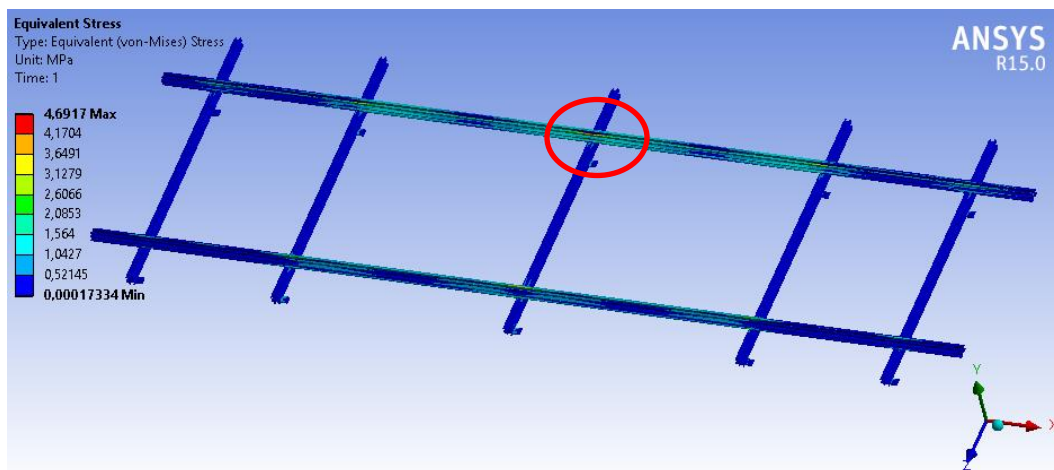


Figura 3.36: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

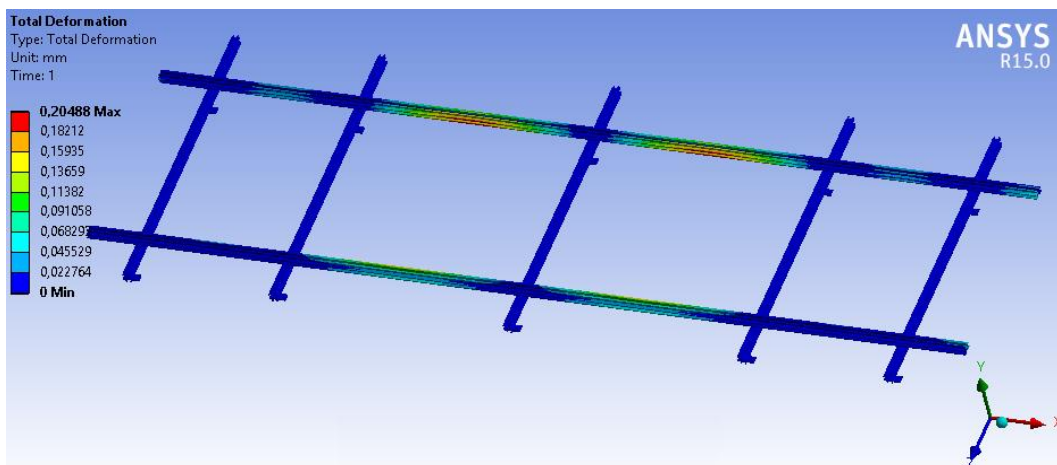


Figura 3.37: Deformación total equivalente de la estructura.

El esfuerzo máximo de este caso se produce en la zona encerrada por el círculo y no supera los 5 [MPa].

3.3.2.2. Sismo horizontal.

3.3.2.2.1. Fuerza actuando de izquierda a derecha.

A continuación, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.38 y 3.39 respectivamente.

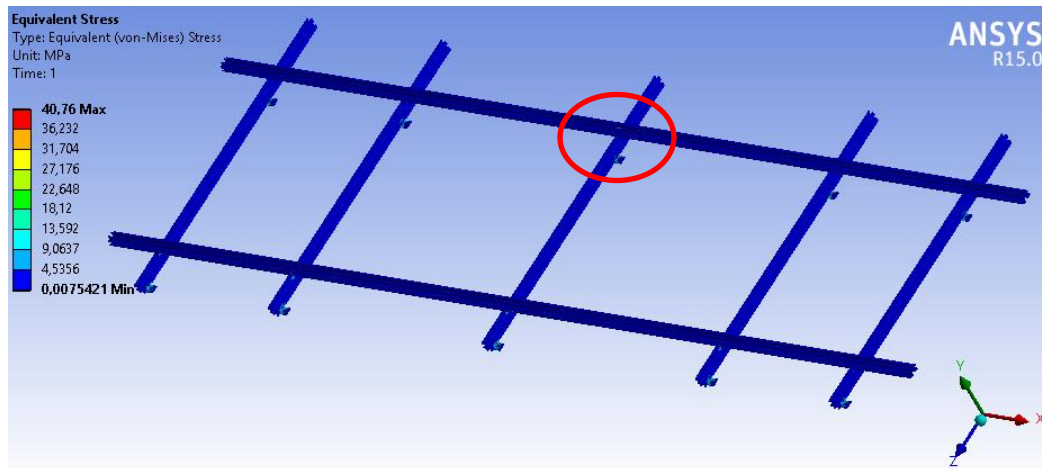


Figura 3.38: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

Notar que el esfuerzo máximo indicado en la figura ocurre en una de las pletinas de montaje de la estructura, sin embargo, el esfuerzo máximo de la estructura principal no supera los 15 [MPa], en la zona encerrada en un círculo.

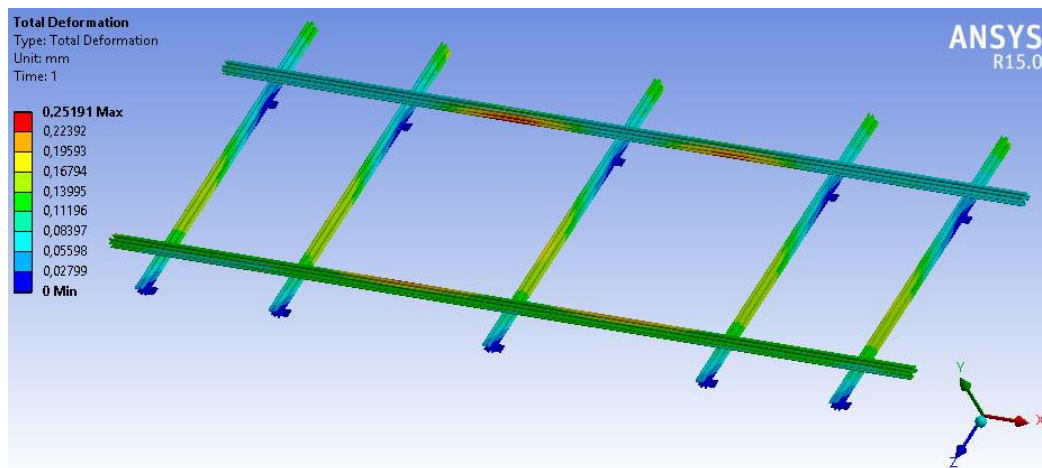


Figura 3.39: Deformación total equivalente de la estructura.

3.3.2.2.2. Fuerza actuando de atrás hacia adelante.

A continuación, se presenta el esfuerzo equivalente de Von-Mises y deformación total equivalente en las Figuras 3.40 y 3.41 respectivamente.

Notar que el esfuerzo máximo indicado en la figura ocurre en una de las pletinas de montaje de la estructura, sin embargo, el esfuerzo máximo de la estructura principal no supera los 10 [MPa] en la zona encerrada en un círculo.

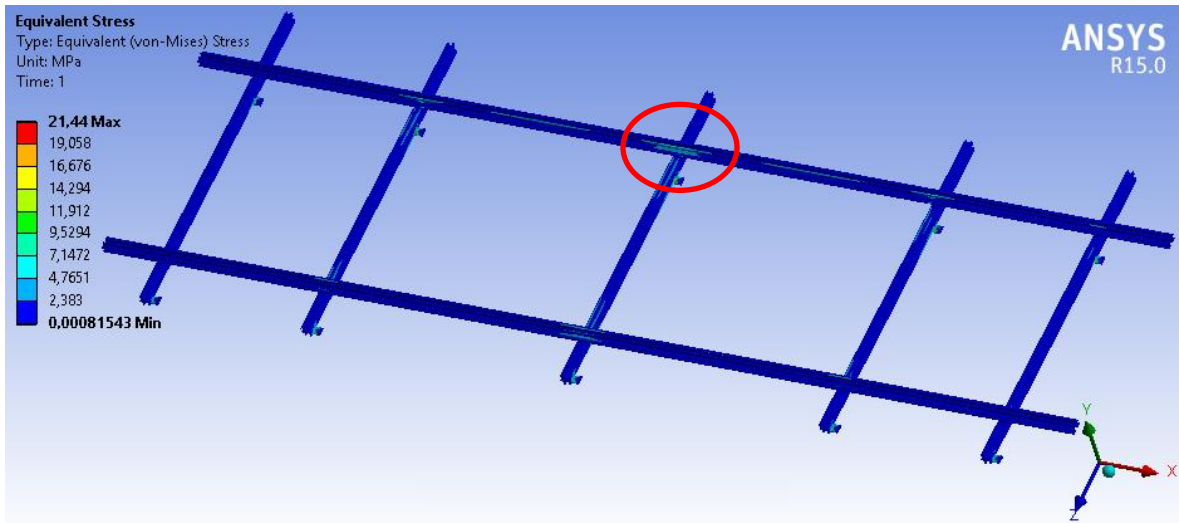


Figura 3.40: Esfuerzo equivalente de Von-Mises.

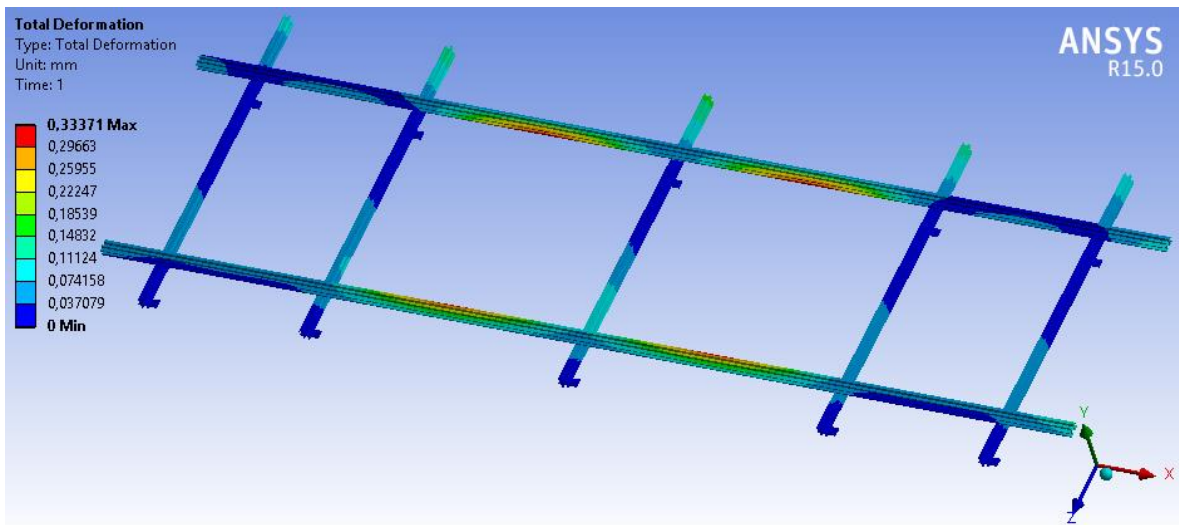


Figura 3.41: Deformación total equivalente de la estructura.

3.3.2.3. Síntesis cargas sísmicas en estructura coplanar

En general, para la estructura coplanar los esfuerzos máximos sísmicos, se sitúan en la misma zona, y en ningún caso se superan los niveles de esfuerzo que pudieran comprometer la integridad de la estructura.

Los resultados obtenidos, ver Tabla 3.10, muestran que la estructura es apta para soportar de forma íntegra cargas de sismos calculados de acuerdo a NCh 433–Of 1996.

Tabla 3.10: Esfuerzo y desplazamiento máximo en cada caso de cargas sísmicas analizado.

	Sismo vertical		Sismo horizontal	
	Asciende	Desciende	Lateral	Posterior
Esfuerzo	5 [MPa]	4,7 [MPa]	15 [MPa]	10 [MPa]
Desplazamiento	0,24 [mm]	0,20 [mm]	0,25 [mm]	0,33 [mm]

Comparando con la tabla 2.1, se determina que la estructura está por debajo de los límites de fluencia y por ende muy por debajo del límite de ruptura del material. En esta condición se alcanza un factor de seguridad a la ruptura (para la estructura de aluminio) de:

$$FS_{sismo,coplanar} = \frac{\sigma_r}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{310}{15} = 20,7$$

Además, el desplazamiento máximo en la estructura inclinada es 0,33 [mm] y se produce en el perfil de montaje con una extensión de 1200 [mm], entre el módulo central y el módulo siguiente (simétrico para ambos lados) que equivale a una deflexión del 0,028%.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y RANGOS DE APLICACIÓN

Si bien los cálculos anteriores fueron realizados considerando la condición más desfavorable para los diferentes casos carga, de donde se obtienen resultados positivos para ambas estructuras. Es necesario hacer hincapié en dos puntos:

- El ángulo de inclinación de ambas estructuras no siempre será 45° o $22,5^\circ$ (inclinado o coplanar, respectivamente) asimismo la altura con respecto al suelo no siempre será menor a 18 metros, sino variables que se deben determinar caso a caso según las condiciones que presente cada superficie de instalación.
- La posibilidad de que las estructuras estén sometidas en todos los escenarios a los casos de carga más extremos y con condiciones desfavorables permanentes es poco probable y dependerá de la zona geográfica donde se instalarán. En general, existe gran cantidad de zonas geográficas donde los casos de carga alcanzan valores que permiten condiciones “normales” de instalación.

Así entonces, para determinar el rango de ángulos de instalación y alturas respecto al suelo, se escogen zonas geográficas representativas del territorio chileno a modo de ejemplificar y validar los cálculos así como ampliar las configuraciones posibles de uso para las estructuras. La Tabla 4.1 muestra algunas ciudades típicas para la instalación de paneles FV a lo largo de Chile, además se indica latitud geográfica y altura geográfica en metros sobre el nivel del mar (msnm).

Tabla 4.1: Ciudades representativas del norte, centro y sur de Chile.

Ciudad	Arica	Calama	Santiago	Concepción	Puerto Montt	Punta Arenas
Latitud [$^\circ$]	18	22	33	36	41	53
Altura Geográfica promedio [msnm]	2	2400	520	12	14	34

Luego, analizando la sobrecarga de nieve, de la Figura 2.7 se determina que el factor de pendiente máximo ocurre entre 0 y 15 grados, alcanzando el valor 1. Luego, conocida la sobrecarga máxima de nieve en cada estructura (ver sección 2.3.2) se extrapola el valor máximo de carga básica de nieve, ver Figura 2.3, que soporta esta estructura para un ángulo crítico de 15° en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Carga básica de nieve y ángulo que genera la mayor sobrecarga de nieve.

Estructura	Carga básica de nieve	
Inclinada	8,8 [kN/m ²] a 45° de inclinación (calculado)	4,2 [kN/m ²] para ángulos entre 0 y 15° de inclinación (extrapolado)
Coplanar	7 [kN/m ²] a $22,5^\circ$ de inclinación (calculado)	5,6 [kN/m ²] a 0° de inclinación (extrapolado)

De esta forma, considerando los datos presentes en Tabla 4.2 se determina que para las ciudades mostradas en la Tabla 4.1 no existen restricciones respecto al ángulo de inclinación.

Siguiendo la metodología anterior, para las cargas de viento se determina que en relación a la altura sobre el suelo el factor de exposición a distribución de velocidades alcanza su valor máximo cuando se consideran edificios de hasta 152 metros de altura (no se especifican mayores alturas en la norma), alcanzando el valor 1,77 según la Figura 2.11, además en la Figura 2.11, se muestra que el coeficiente de presión neta alcanza su valor máximo cuando el ángulo de inclinación llega a los 45°. Así, conocida la carga máxima que soporta la estructura, se extrapola la velocidad que produce las mayores cargas considerando una altura de 152 metros sobre el suelo en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Velocidad y altura que genera la mayor carga de viento.

Estructura	Carga de viento	
Inclinada	55 m/s a 18 metros de altura (calculado)	44 m/s a 152 metros de altura (extrapolado)
Coplanar	55 m/s a 18 metros de altura (calculado)	40 m/s a 152 metros de altura (extrapolado)

Luego, según la Figura 2.8, se determina que ambas estructuras pueden ser instaladas al menos hasta Puerto Montt sin mayores inconvenientes respecto al ángulo de inclinación y con alturas sobre el suelo según el máximo indicado en la norma. No obstante, en zonas más australes la altura se verá reducida hasta un mínimo admisible de 18 metros.

Finalmente, el análisis anterior permite la utilización de ambas estructuras con ángulos de inclinación variables y sin restricciones en ciudades grandes como por ejemplo Santiago. Por otra parte, también existen zonas geográficas donde su uso se verá restringido, como en zonas cordilleranas, sin embargo es altamente probable que sean zonas no pobladas por ende con pocas posibilidades de instalación.

5. CONCLUSIONES

A la luz de los resultados, se determina que ambas estructuras pueden soportar en forma íntegra sobrecargas de nieve, cargas de viento y cargas sísmicas. En particular estas estructuras soportan:

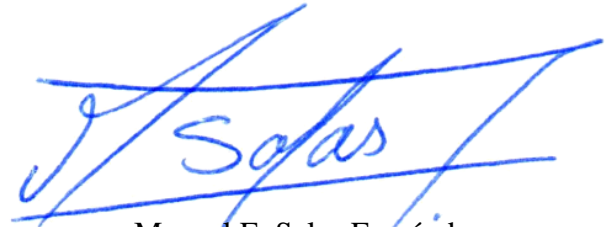
- **Estructura Inclinada.**
 - **Sobrecarga de nieve :**
 - ✓ 3,9 [kN/m²] con ángulo de inclinación mínimo 45° al considerar el caso más desfavorable.
 - ✓ 3,9 [kN/ m²] sin restricción de inclinación en ciudades representativas del norte, centro y sur de Chile.
 - **Carga de viento :**
 - ✓ 198 [km/h] a un máximo de 18 metros de altura de la superficie para zonas australes al considerar el caso más desfavorable.
 - ✓ 158 [km/h] a 152 metros de altura de la superficie desde Arica hasta Puerto Montt.
 - **Carga sísmica :**
 - ✓ Evaluado con niveles máximos presentes en la NCh 433 – Of. 1996, Mod. 2009 a fin de considerar el caso más desfavorable, no se ve comprometida la integridad de la estructura.
- **Estructura Coplanar.**
 - **Sobrecarga de nieve :**
 - ✓ 5,2 [kN/m²] con ángulo de inclinación mínimo 22,5° al considerar el caso más desfavorable.
 - ✓ 5,2 [kN/m²] sin restricción de inclinación en ciudades representativas del norte, centro y sur de Chile.
 - **Carga de viento :**
 - ✓ 198 [km/h] a un máximo de 18 metros de altura de la superficie para zonas australes al considerar el caso más desfavorable.
 - ✓ 144 [km/h] a 152 metros de altura de la superficie desde Arica hasta Puerto Montt.
 - **Carga sísmica :**
 - ✓ Evaluado con niveles máximos presentes en la NCh 433 – Of. 1996, Mod. 2009 a fin de considerar el caso más desfavorable, no se ve comprometida la integridad de la estructura.

Los cálculos se hicieron en base a la normativa chilena vigente por medio de los documentos listados más abajo e intentando llevar al límite todos los factores involucrados en el cálculo:

- NCh 431 – 2010: Diseño estructural – Sobrecargas de nieve.
- NCh 432 – 2010: Diseño estructural – Cargas de viento.
- NCh 433 – Of. 1996, Mod. 2009: Diseño sísmico de edificios (No se consideran los efectos de las estructuras donde se monten los paneles (edificio, casa, galpón, etc)).
- NCh 3171 – Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga.

Finalmente, se concluye que la estructura puede ser ampliamente utilizada en diferentes locaciones del territorio chileno con leves restricciones de altura geográfica en ciertas latitudes para el caso de sobrecargas de nieve. Restricción de altura sobre el suelo para cargas de viento en zonas australes al sur de Puerto Montt, no obstante se válida para la máxima velocidad del viento indicada en la norma. En el caso de cargas sísmicas no existen restricciones para su implementación. Considerar además, que si bien existen casos con restricciones, éstos son siempre calculados considerando la condición de operación mas desfavorable a fin de validarse para condiciones menos complejas.

Se destaca que, para instalaciones específicas en que se desee explorar más allá de las limitaciones presentadas en este documento, se debe realizar un estudio a fondo que involucre todos los factores que puedan influir sobre la estructura.



Manuel E. Salas Fernández