

INIGIA

ESTRUCTURA PORTANTE PANELES FV EN MALLORCA

$2\pi r$ ingenieros

Versión
VERSIÓN 2

Fecha
18 DE SEPTIEMBRE DE 2020

c/Pallars, 85 2º3ª
Barcelona
080018
T 639 013 144
www.inigia.com

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	3
3.	INSTRUCCIONES Y NORMATIVAS CONSIDERADAS	5
4.	BASES DE CÁLCULO	6
5.	MATERIALES	7
6.	ACCIONES	8
7.	COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y COMBINACIÓN DE ACCIONES	10
8.	RESUMEN DE LAS ESTRUCTURAS	11
9.	ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL	12

APÉNDICE 1 – ACCIONES

APÉNDICE 2 – ANÁLISIS Y VERIFICACIONES ESTRUCTURALES

APÉNDICE 3 – CIMENTACIÓN SOPORTES

1. INTRODUCCIÓN

En el presente Anejo se recogen las bases para el dimensionamiento y análisis estructural de unos soportes mono poste para paneles fotovoltaicos en Mallorca.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura deberá dar soporte a una configuración de 14,9x4,33m de 2Vx29 paneles fotovoltaicos FV440Wp.

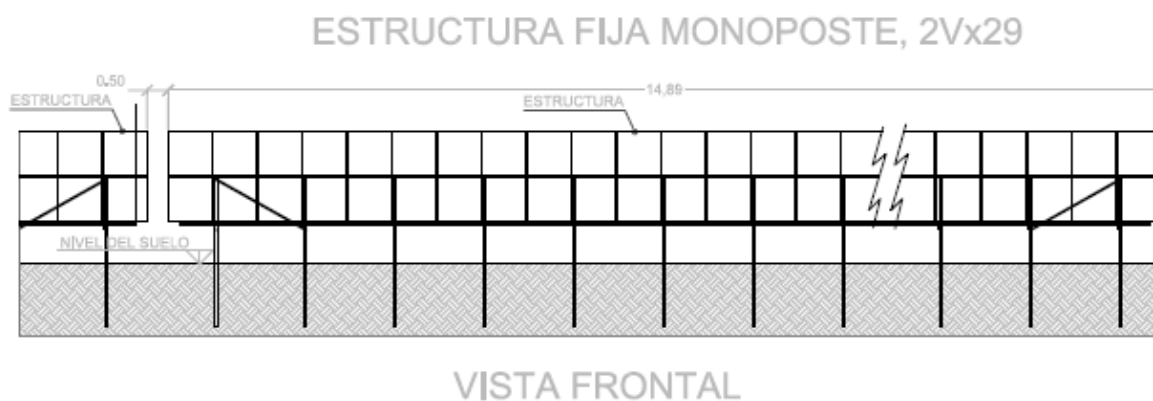


Figura 2.1 Geometría de la configuración 2Vx29 paneles FV440Wp y soporte mono poste.

Para sustentar el conjunto de paneles, se disponen una serie de soportes mono poste dispuestos cada 2,10m y formados por un pilar, viga dintel y tornapuntas.

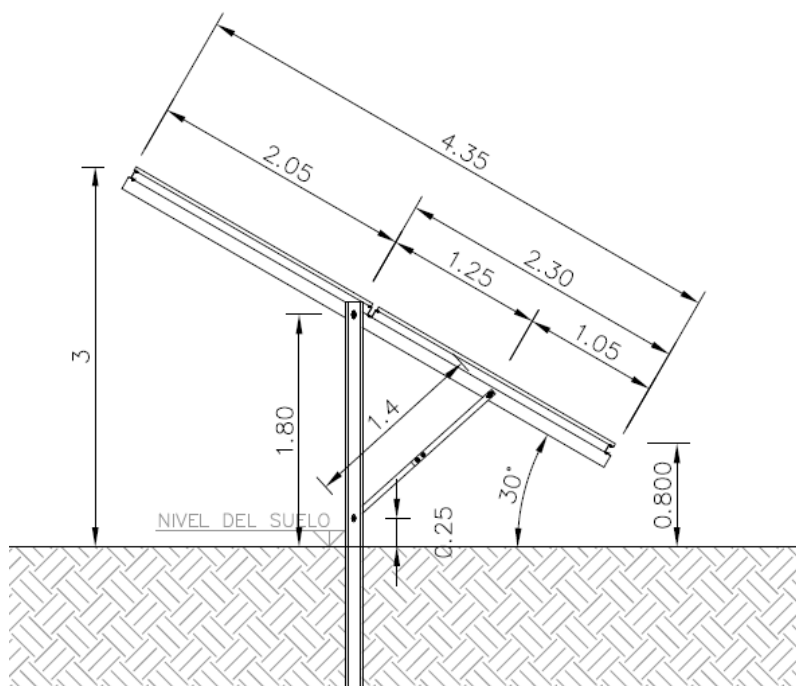


Figura 2.2 Alzado tipo por soporte mono poste.

Dada la configuración de los paneles, las cargas pueden tener una componente neta vertical de sentido:

- ascendente, provocada por el empuje del viento y no compensado por el peso de los paneles
- descendente, provocada por las cargas gravitatorias más el empuje descendente del viento

En su base, los pilares se encastan directamente en el terreno, de manera que se consigue un empotramiento de la base a la vez que se transmiten las cargas verticales directamente por rozamiento. En ambos casos el rozamiento pilar-terreno debe garantizar la estabilidad del conjunto.

3. INSTRUCCIONES Y NORMATIVAS CONSIDERADAS

Para el desarrollo del presente Anejo se han considerado las siguientes normativas:

ACCIONES

- CTE DB-SE AE Código Técnico de la Edificación. Acciones en la Edificación.
- UNE-EN 1990 Eurocódigo 0: Bases de cálculo en estructuras
- UNE-EN 1991-1-4 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Viento.

ESTRUCTURAS DE ACERO

- Instrucción de Acero Estructural. EAE-2010
- *UNE-EN 1993-1-1 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Reglas generales y reglas para edificios*

4. BASES DE CÁLCULO

El proceso de dimensionamiento y verificación de la estructura atiende, a nivel estructural y seccional, al método de los Estados Límite. Se denominan Estados Límite aquellas situaciones para las cuales, en caso de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para los cuales ha sido concebido.

ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

Bajo las combinaciones más desfavorables de acciones, con su valor de combinación y con las características no minoradas de los materiales, se verifica el comportamiento de la estructura, no sobrepasando los valores límite que pudieran afectar al comportamiento, apariencia, durabilidad o funcionalidad de la estructura.

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

Bajo las combinaciones más desfavorables de acciones ponderadas, los valores de cálculo de las sollicitaciones seccionales y globales pésimas no deben superar la respuesta seccional ni la resistencia como elemento, consideradas teniendo en cuenta la resistencia minorada de los materiales y la interacción entre esfuerzos concomitantes.

5. MATERIALES

ACERO EN PERFILES Y CHAPAS

- Perfiles laminados en caliente

S355 JR

$f_y := 355\text{MPa}$	límite elástico
$f_u := 520\text{MPa}$	tensión de rotura
$E_s := 210000\text{MPa}$	módulo de elasticidad
$G := 81000\text{MPa}$	módulo de rigidez
$\nu := 0.3$	coeficiente de Poisson
$\rho := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	densidad

Coefficientes parciales de seguridad

$\gamma_{M0} := 1.05$	coeficiente parcial relativo a la plastificación
$\gamma_{M1} := 1.05$	coeficiente parcial relativo a los fenómenos de inestabilidad
$\gamma_{M2} := 1.25$	coeficiente parcial relativo a la resistencia última

- Perfiles conformados en frío

S350 GD + ZM310 (Magnelis)

$f_y := 350\text{MPa}$	límite elástico
$f_u := 420\text{MPa}$	tensión de rotura
$E_s := 210000\text{MPa}$	módulo de elasticidad
$G := 81000\text{MPa}$	módulo de rigidez
$\nu := 0.3$	coeficiente de Poisson
$\rho := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	densidad

Coefficientes parciales de seguridad

$\gamma_{M0} := 1.05$	coeficiente parcial relativo a la plastificación
$\gamma_{M1} := 1.05$	coeficiente parcial relativo a los fenómenos de inestabilidad
$\gamma_{M2} := 1.25$	coeficiente parcial relativo a la resistencia última

6. ACCIONES

6.1. VALORES CARACTERÍSTICOS

El cálculo de los valores característicos de las acciones se adjunta como Apéndice 1 al presente Anejo. Las cargas de viento se han obtenido asimilando la configuración de paneles solares a marquesinas a un agua.

Dada la ligereza de la estructura, las solicitaciones más significativas corresponden a la acción del viento, que ejerce una presión descendente (presión) o ascendente (succión) sobre los paneles. La presencia de obstáculos bajo las marquesinas modifica el grado de bloqueo, calculado como la relación del área de obstáculos y el área total bajo la marquesina (Figura 6.1), y altera la aerodinámica de la estructura provocando mayores succiones. En el caso estudiado, el viento circula libremente bajo los paneles solares, por lo que se considera un coeficiente de bloqueo $\varphi=0$

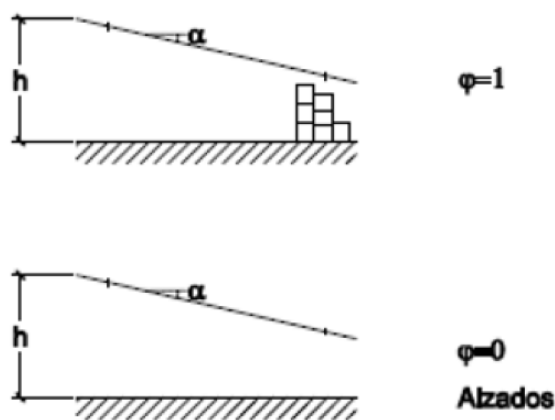


Figura 6.1 Grado de bloqueo bajo la marquesina para cálculo de la succión

ACCIONES PERMANENTES (G)

- Peso propio de la estructura metálica $\gamma_c=78.5\text{kN/m}^3$
- Carga permanente debida a los paneles solares **0.15 kN/m^2** .

ACCIONES VARIABLES (Q)

- Sobrecarga de nieve **0.20 kN/m^2** .
- Acción del viento, bajo las hipótesis de marquesina vacía. Máxima presión global equivalente de **1.37kN/m^2** y máxima succión de **2.05kN/m^2** . Máxima presión local de **2.5kN/m^2** y máxima succión de **3.4kN/m^2**

Para la determinación de cargas de viento sobre marquesinas, la norma EN 1991-1-4 considera dos tipos de coeficientes para el cálculo de las acciones de viento:

- El coeficiente de fuerza global representa la fuerza resultante sobre la estructura y debe usarse para calcular el efecto integrado sobre, por ejemplo, la cimentación. Al considerar las fuerzas de viento mediante los coeficientes globales de fuerza, el centro de presiones se toma a una distancia $d/4$ desde el borde de barlovento.

- El coeficiente de presión neta representa la máxima presión local para todas las direcciones posibles de viento. Debe emplearse para el cálculo de los elementos de cubierta y fijaciones.

Para el cálculo de la estructura portante de los paneles solares, se han realizado dos modelos atendiendo a la diferenciación entre efectos globales y locales:

- Modelo local para el dimensionamiento de vigas, tornapuntas y tramo superior del pilar. Se han aplicado las acciones de viento mediante coeficientes de presión neta
- Modelo global para el dimensionamiento de la base del pilar y determinación de las acciones sobre la cimentación. Se han aplicado los coeficientes de fuerza globales con las excentricidades indicadas.

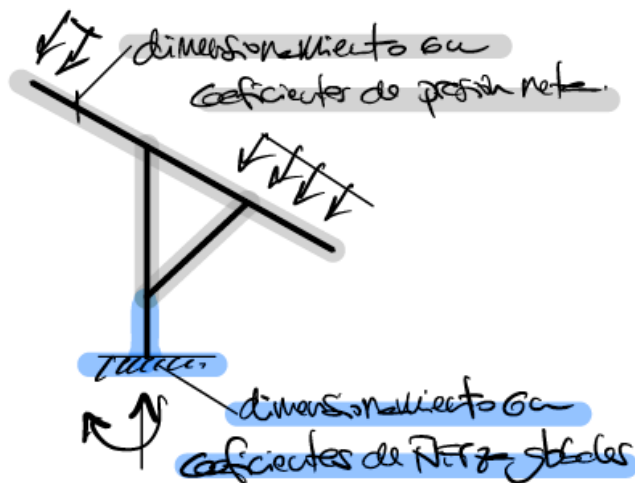


Figura 6.2 Aplicación de coeficientes de presión para el dimensionamiento local-global de los soportes

7. COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y COMBINACIÓN DE ACCIONES

ESTABILIDAD ESTRUCTURAL EN SITUACIÓN PERSISTENTE O TRANSITORIA

Los coeficientes parciales de seguridad adoptados para las verificaciones estructurales son los definidos en la Tabla 4.1 del "Documento Básico SE Seguridad Estructural". Los coeficientes de simultaneidad son los definidos en la Tabla 4.2.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

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

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

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

8. RESUMEN DE LAS ESTRUCTURAS

En los anejos a la presente memoria se justifica la capacidad estructural de la pérgola con las secciones siguientes:

PILARES

- Perfil laminado UPN180 (S355-JR)

TORNAPUNTAS

- Perfil laminado L60.6 (S355-JR)

VIGAS DINTEL

- Perfil conformado en frío C200.100.4 (S350 GD + ZM310)

CIMENTACIONES

- Empotramiento directo del pilar en el terreno mediante perforación previa (pre-drilling), debiendo resistirse las siguientes reacciones características (sin mayorar):

- Reacción vertical ascendente 13,8 kN
- Reacción vertical descendente 14,0 kN
- Reacción horizontal 9,3 kN
- Momento 34,6 mKn

La profundidad de empotramiento dependerá de las condiciones locales del terreno. Para un terreno granular sin cohesión ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\Phi=30$, $c=0$) resulta una profundidad de empotramiento mínima de 2,70 m.

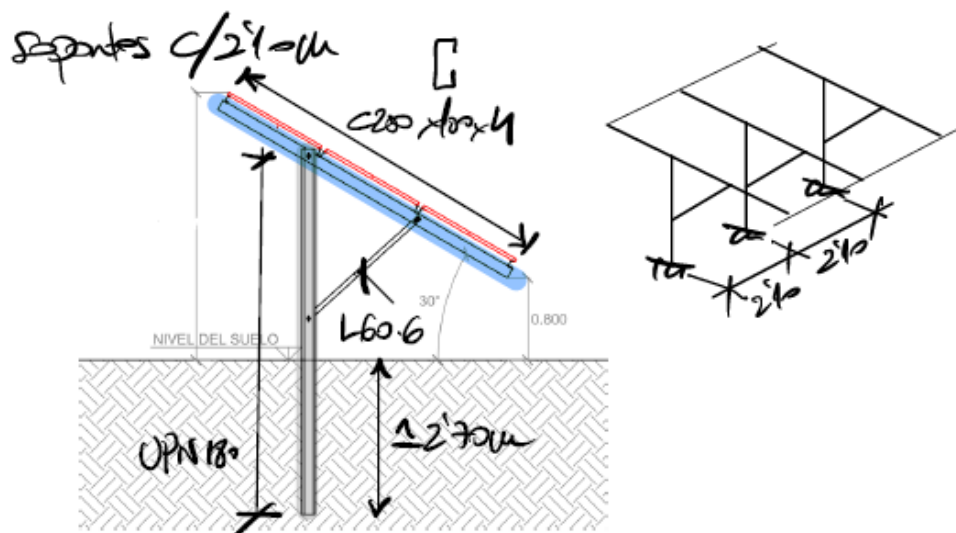


Figura 8.1 Croquis estructura soportes

9. ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

En los apéndices adjuntos a la presente Memoria se calculan los valores de las acciones adoptadas en el cálculo, se detallan los modelos de Análisis utilizados y se justifica el dimensionamiento estructural de los diferentes elementos que conforman la estructura.

INIGIA

APÉNDICES

INIGIA

01

ACCIONES

1. ACCIONES

1.1 Acciones a considerar

De acuerdo con el CTE DB SE-AE "Acciones en la Edificación", del Ministerio de Fomento, las acciones a considerar en la marquesina son:

- **Acciones permanentes (G):**

- Peso propio
- Cargas muertas

- **Acciones variables (Q):**

- Acciones climáticas
 - Viento
 - Nieve

1.2 Valores característicos para las acciones

El valor característico de una acción es su principal valor representativo. Puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal o, en los casos en que se fija mediante criterios estadísticos, por un valor correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un período de referencia, que tiene en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la acción.

1.3 Combinación de acciones

El valor de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria se determinará mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j>1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

es decir, considerando la acción simultánea de:

- todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$)
- una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$)
- el resto de acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$)

Los valores de los coeficientes de seguridad son los establecidos en la Tabla 4.1 para cada tipo de acción. Los valores de los coeficientes de simultaneidad se establecen en la Tabla 4.2

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

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

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

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)	⁽¹⁾		
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

2. ACCIONES PERMANENTES

2.1 Peso propio

El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales que conforman la pérgola. El valor característico del peso propio de los elementos constructivos se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y los pesos específicos

$$\gamma_a := 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso específico acero estructural}$$

2.2 Cargas muertas

Las cargas muertas a considerar son las correspondientes a los elementos no estructurales tales como cerramientos, elementos separadores, carpinterías.

$$c_p := 0.15 \text{kPa} \quad \text{carga permanente debida a los paneles solares}$$

$$s_p := 2.10 \text{m} \quad \text{separación entre postes}$$

$$c_{p_p} := c_p \cdot s_p = 0.32 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3. ACCIONES VARIABLES

3.1 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre la marquesina por razón de su uso. De acuerdo a la composición de la estructura, no se considera sobrecarga de uso

3.3 Acción del viento

CTE DB SE AE

Anejo D - Acción del viento

D.3 Coeficientes de presión exterior

(6) Se permite el empleo de las tablas de coeficientes de presión de la norma EN-1991-1-4, tanto para las formas canónicas no incluidas en este Documento Básico como para los coeficientes globales de fuerza de las que sí están incluidas

Viento según EC1 UNE-EN 1991-1-4 (2007)

CAPÍTULO 4 - VELOCIDAD Y PRESIÓN DEL VIENTO

4.2 Valores básicos

Valores del Anejo nacional o recomendados

$$v_{b,0} := 120 \frac{\text{km}}{\text{hr}} \quad \text{velocidad básica del viento}$$

$$c_{\text{dir}} := 1 \quad \text{valor direccional}$$

$$c_{\text{season}} := 1 \quad \text{factor estacional}$$

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 33.333 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{velocidad básica del viento}$$

4.3 Velocidad media del viento

4.3.2 Factor de rugosidad

Tabla 4.1 Categorías de terrenos y parámetros del terreno		
Categoría de terreno	z_0 m	z_{min} m
0 Mar abierto o zona costera expuesta al mar abierto	0,003	1
I Lagos o áreas planas y horizontales con vegetación despreciable y sin obstáculos	0,01	1
II Áreas con vegetación baja, como hierba, y obstáculos aislados (árboles, edificaciones) con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos	$z_0 := 0.05m$	$z_{min} := 2m$
III Áreas con una cobertura de vegetación uniforme o edificaciones o con obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos (villas, terreno suburbano, bosques permanentes)	0,3	5
IV Áreas en las que al menos un 15% de la superficie está cubierta por edificios cuya altura media supera los 15 m	1,0	10
NOTA – Las categorías de terrenos se ilustran en el capítulo A.1.		

$$z_{0,II} := 0.05m$$

$$z_{max} := 200m$$

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad \boxed{k_r = 0.19} \quad \text{factor del terreno}$$

$$c_r(z) := \begin{cases} k_r \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) & \text{if } z \leq z_{min} \\ k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{if } z_{min} < z \leq z_{max} \end{cases} \quad \text{coeficiente de rugosidad}$$

4.3.3 Coeficiente topográfico

$$c_0(z) := 1 \quad \text{coeficiente orográfico}$$

4.3.1 Variación con la altura

$$\boxed{v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b} \quad \text{velocidad media a una altura } z \text{ por encima del terreno}$$

4.4 Turbulencias

$k_1 := 1$ factor de turbulencia (anexo nacional, recomendado 1)

$$I_v(z) := \begin{cases} \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{if } z \leq z_{\min} \\ \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{if } z_{\min} < z \leq z_{\max} \end{cases}$$

4.5 Presión a la velocidad de pico

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{densidad del aire}$$

$$v_b = 33.333 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{velocidad básica del viento}$$

$$q_b := 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.69 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Presión dinámica básica}$$

$$q_p(z) := \left(1 + 7 \cdot I_v(z)\right) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad \text{presión a la velocidad de pico}$$

$$c_e(z) := \frac{q_p(z)}{q_b} \quad \text{factor de exposición}$$

Altura de la estructura:

$$z_{\text{ref}} := 3\text{m}$$

$$c_{e,\text{ref}} := c_e(z_{\text{ref}}) = 1.64$$

Coeficientes de presión neta

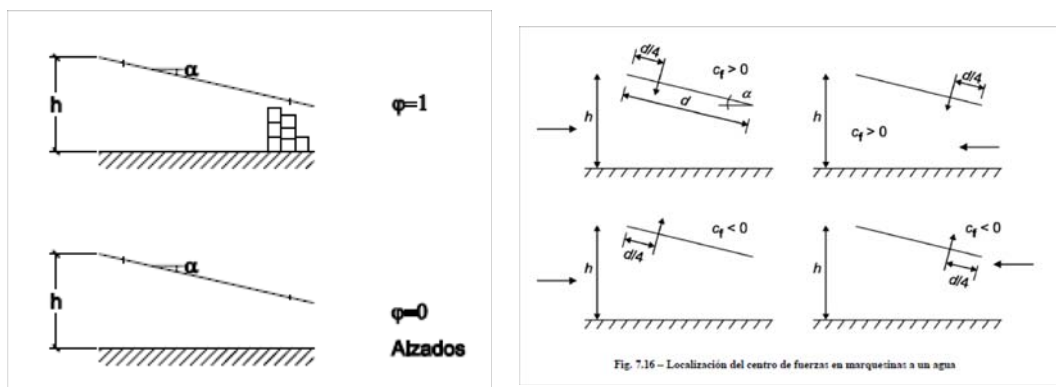
(Eurocode 1 - Part 1,4 Acciones de Viento)

7.3 Marquesinas

(1) Se define como marquesina la cubierta de una estructura que no tiene muros perimetrales, tales como estaciones de servicio, aparcamientos, etc.

(2) El grado de bloqueo bajo una marquesina depende del bloqueo φ , que es la relación del área de obstáculos, posibles o reales, bajo la marquesina, dividida por el área de la sección transversal bajo la marquesina, siendo ambas normales a la dirección del viento

Un valor $\varphi=0$ representa una marquesina vacía, mientras que $\varphi=1$ representa una marquesina completamente oculta bajo los aleros de ésta



(3) Los coeficientes globales de fuerza, c_f , y presión neta, $c_{p.net}$, dados tienen en cuenta el efecto combinado de la acción del viento sobre ambas superficies, la superior y la inferior de la marquesina para todas las direcciones del viento. Para el cálculo de valores intermedios se puede emplear interpolación lineal.

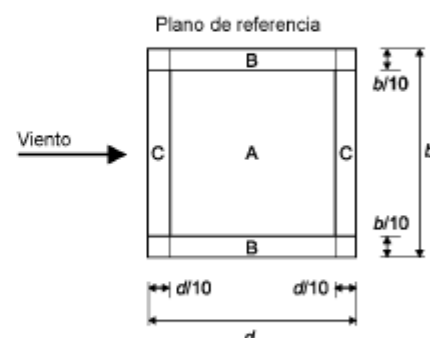
(4) A sotavento de la posición de máximo bloqueo se deberían emplear los valores para $\varphi=0$

(5) El coeficiente global de fuerza representa la fuerza resultante sobre la estructura. El coeficiente de presión neta representa la presión máxima local para todas las direcciones del viento. Ésta debería emplearse para el cálculo de los elementos de cubierta y fijaciones.

(6) En una marquesina a un agua el centro de presiones se debería tomar a una distancia $d/4$ desde el borde situado a barlovento (d = dimensión paralela a dirección del viento)

(7) Se deberían considerar las fuerzas de fricción

Tabla 7.6
Valores de $c_{p,net}$ y c_f para marquesinas a un agua

			Coeficientes de presión neta $c_{p,net}$ 		
Ángulo de la cubierta α	Bloqueo φ	Coeficiente global de fuerza c_f	Zona A	Zona B	Zona C
30°	Valor máximo para cualquier φ	+ 1,2	+ 2,2	+ 3,2	+ 2,4
	Valor mínimo para $\varphi = 0$	- 1,8	- 3,0	- 3,8	- 3,6
	Valor mínimo para $\varphi = 1$	- 1,4	- 1,5	- 2,2	- 2,7

Dimensiones de la cubierta

$d := 4.33\text{m}$ longitud de la pérgola

$b := 15\text{m}$ ancho de la pérgola

Coeficientes de fuerza globales

$c_{f,max} := 1.2$ coeficiente de fuerza global máximo (descendente)

$c_{f,min,0} := -1.8$ coeficiente de fuerza global mínimo (ascendente) marquesina vacía ($\varphi=0$)

Coeficientes de presión

Descendentes

$c_{p,max,A} := 2.2$

$c_{p,max,B} := 3.2$

$c_{p,max,C} := 2.4$

Ascendentes $\varphi=0$

$c_{p,min,0,A} := -3.0$

$c_{p,min,0,B} := -3.8$

$c_{p,min,0,C} := -3.6$

$$d_B := \frac{b}{10} = 1.5\text{ m}$$

$$d_C := \frac{d}{10} = 0.433\text{ m}$$

$$A_B := 2 \cdot d_B \cdot 0.8d = 10.392\text{ m}^2 \quad A_C := 2 \cdot d_C \cdot 1 \cdot b = 12.99\text{ m}^2 \quad A_A := (0.8d \cdot 0.8 \cdot b) = 41.568\text{ m}^2$$

7.5 Coeficientes de fricción

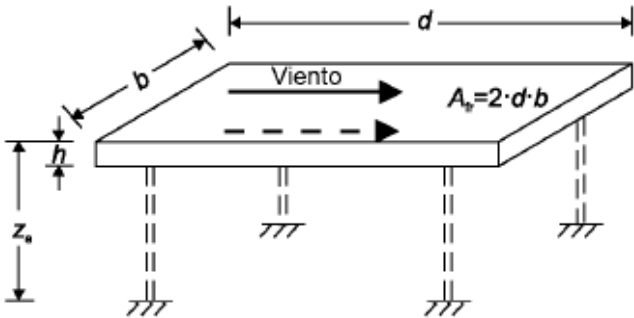
Se debe considerar el efecto de la fricción en el plano de la cubierta.
Los coeficientes de fricción son los definidos en la tabla 7.10

Tabla 7.10
Coeficientes de fricción c_{fr} para muros, barandillas y superficies de cubiertas

Superficie	Coeficiente de fricción c_{fr}
Suave (es decir acero, hormigón sin rugosidades)	0,01
Rugoso (es decir hormigón rugoso, cubiertas alquitranadas)	0,02
Muy rugoso (es decir ondas, costillas, pliegues)	0,04

$c_{fr} := 0.04$ muy rugoso

El área de referencia A_{fr} se define en la figura 7.22. Las fuerzas de fricción se deben aplicar en la parte de las superficies externas paralelas a la dirección del viento, situadas a una distancia desde las esquinas o aleros a barlovento igual al valor más pequeño entre $2b$ o $4h$



$d = 4.33 \text{ m}$ longitud de la pέργola

$b = 15 \text{ m}$ ancho de la pέργola

$A_{fr} := d \cdot b = 64.95 \text{ m}^2$ área de referencia a fricción

▲ VIENTO

5 Acción del viento

$$p_v := 1$$

permeabilidad a viento (1->opaco)

$$z_e := z_{\text{ref}} = 3 \text{ m}$$

Descendentes

$$q_{\text{max}.A} := q_p(z_e) \cdot c_{p.\text{max}.A} = 2.51 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{\text{max}.B} := q_p(z_e) \cdot c_{p.\text{max}.B} = 3.64 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{\text{max}.C} := q_p(z_e) \cdot c_{p.\text{max}.C} = 2.73 \cdot \text{kPa}$$

$$F_{\text{max}} := p_v \cdot (q_{\text{max}.A} \cdot A_A + q_{\text{max}.B} \cdot A_B + q_{\text{max}.C} \cdot A_C) = 177.5 \cdot \text{kN}$$

$$p_{\text{max}.eq} := \frac{F_{\text{max}}}{d \cdot b} = 2.73 \cdot \text{kPa}$$

Ascendentes marquesina vacía ($\varphi=0$)

$$q_{\text{min}.0.A} := q_p(z_e) \cdot c_{p.\text{min}.0.A} = -3.42 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{\text{min}.0.B} := q_p(z_e) \cdot c_{p.\text{min}.0.B} = -4.33 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{\text{min}.0.C} := q_p(z_e) \cdot c_{p.\text{min}.0.C} = -4.1 \cdot \text{kPa}$$

$$F_{\text{min}.0} := p_v \cdot (q_{\text{min}.0.A} \cdot A_A + q_{\text{min}.0.B} \cdot A_B + q_{\text{min}.0.C} \cdot A_C) = -240.2 \cdot \text{kN}$$

$$p_{\text{min}.0.eq} := \frac{F_{\text{min}.0}}{b \cdot d} = -3.7 \cdot \text{kPa}$$

Fuerzas de Fricción

$$F_{\text{fr}} := c_{\text{fr}} \cdot q_p(z_e) = 0.046 \cdot \text{kPa}$$

$$s_p := 2.1\text{m}$$

separación entre soportes

Ascendentes marquesina vacía ($\varphi=0$)

$$F_{f,\min} := c_{f,\min,0} \cdot q_p(z_e) \cdot s_p \cdot d = -18.6 \cdot \text{kN}$$

$$F_{f,\min,\text{hor}} := F_{f,\min} \cdot \cos(60\text{deg}) = -9.3 \cdot \text{kN}$$

$$F_{f,\min,\text{vert}} := F_{f,\min} \cdot \sin(60\text{deg}) = -16.1 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\min,A} := q_{\min,0,A} \cdot s_p = -7.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\min,C} := q_{\min,0,C} \cdot s_p = -8.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Descendentes

$$F_{f,\max} := c_{f,\max} \cdot q_p(z_e) \cdot s_p \cdot d = 12.4 \cdot \text{kN}$$

$$F_{f,\max,\text{hor}} := F_{f,\max} \cdot \cos(60\text{deg}) = 6.2 \cdot \text{kN}$$

$$F_{f,\max,\text{vert}} := F_{f,\max} \cdot \sin(60\text{deg}) = 10.8 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\max,A} := q_{\max,A} \cdot s_p = 5.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{\max,C} := q_{\max,C} \cdot s_p = 5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3.5 Nieve

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal puede tomarse

$\mu := 1$ coeficiente de forma - cubierta sin impedimentos para el deslizamiento de nieve

$s_k := 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ sobrecarga de nieve s_k en Mallorca

$q_n := \mu \cdot s_k = 0.2 \cdot \text{kPa}$ sobrecarga de nieve

$q_{n_p} := q_n \cdot s_p = 0.42 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

INIGIA

02

ANÁLISIS Y VERIFICACIONES ESTRUCTURALES

SOPORTES SON JUNY C/2.10m

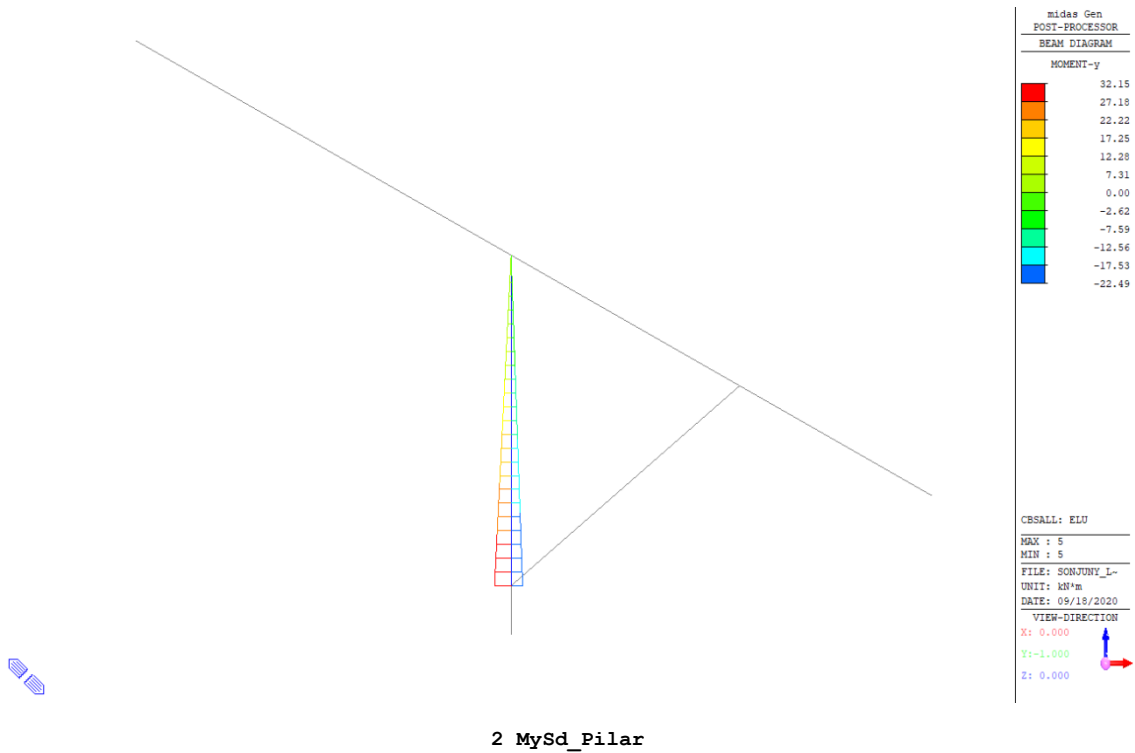
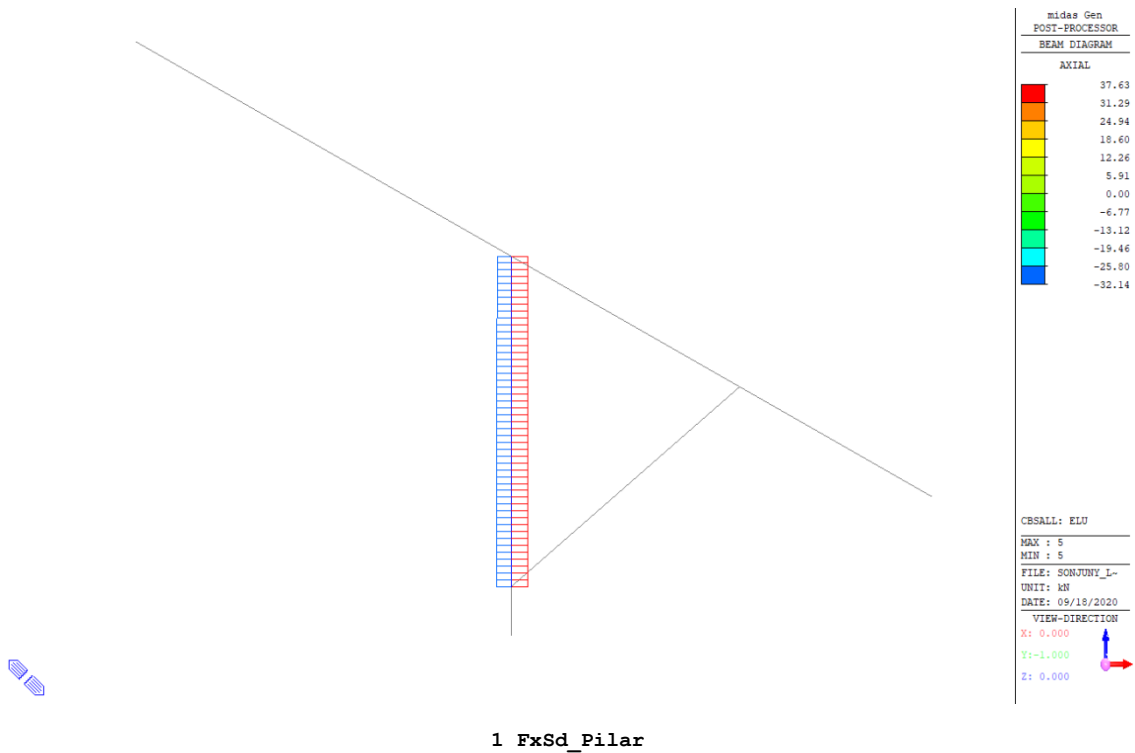
PILAR 2

PILAR - BASE 5

VIGA..... 12

TORNAPUNTAS..... 14

PILAR

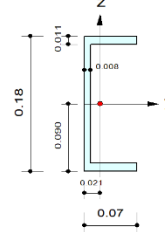




Company		Project Title	
Author	rmm	File Name	C:\...SonJuny_Local_2V29.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 5
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : UPN180 (No:1)
 (Rolled : UPN180).
 Member Length : 1.57000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 37.3606 (LCB: 4, POS:I)
 Bending Moments My = 32.1510, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 32.1510, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 32.1510, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 6, POS:1/2)
 Fzz = 20.4783 (LCB: 4, POS:1/2)

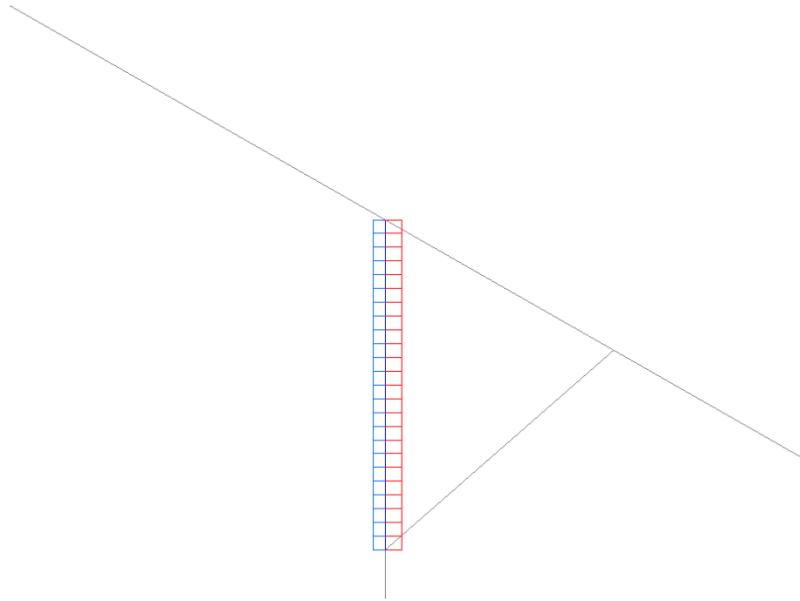
Depth	0.18000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.07000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.07000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00280	Asz	0.00144
Qyb	0.01125	Qzb	0.00120
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.02103	Zbar	0.09000
Wely	0.00015	Welz	0.00002
ry	0.06950	rz	0.02020

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.57000, Lz = 1.57000, Lb = 1.57000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 77.7 < 200.0$ (Memb:5, LCB: 5)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 37.361/994.000 = 0.038 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 32.1510/63.6160 = 0.505 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/17.0528 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $RNRd = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $Rcom = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), Rbend = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $Rmax = \max[RNRd, (Rcom + Rbend)] = 0.543 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.068 < 1.000$ O.K

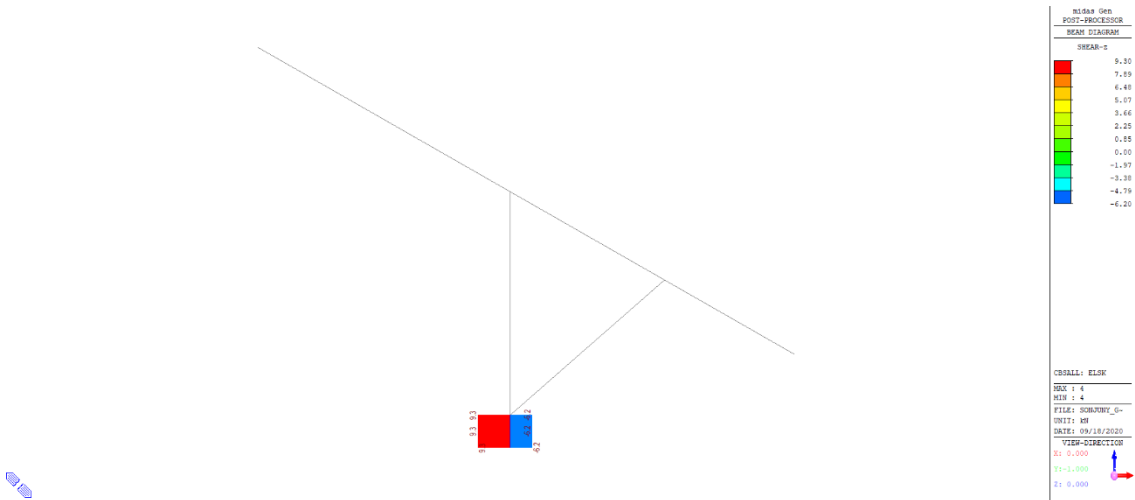


4 VzSd_Pilar

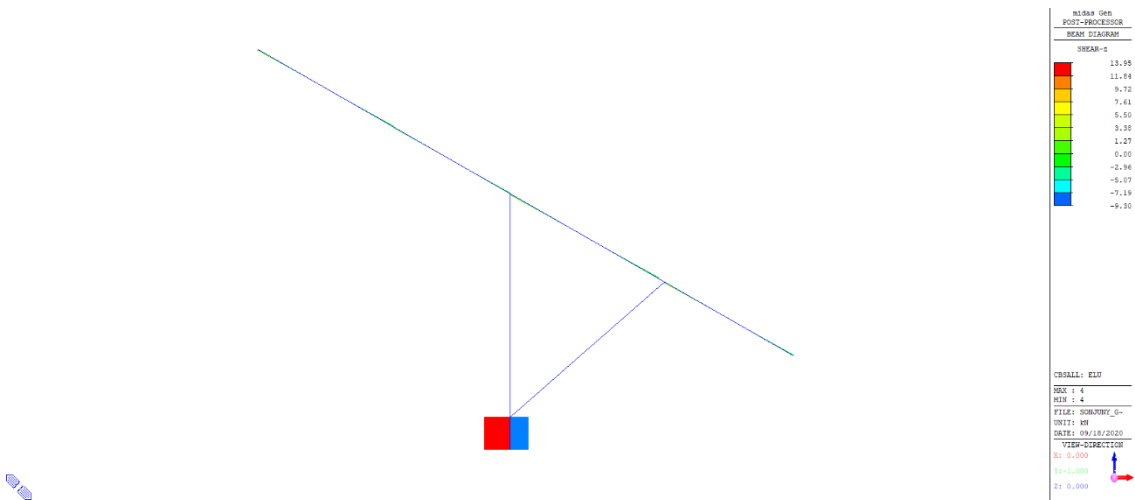
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	20.48
	17.31
	14.15
	10.99
	7.82
	4.66
	0.00
	-1.67
	-4.83
	-8.00
	-11.16
	-14.33

CBSALL: ELU	
MAX :	5
MIN :	5
FILE: SONJUNY_L-	
UNIT: kN	
DATE: 09/18/2020	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	
Y: -1.000	
Z: 0.000	

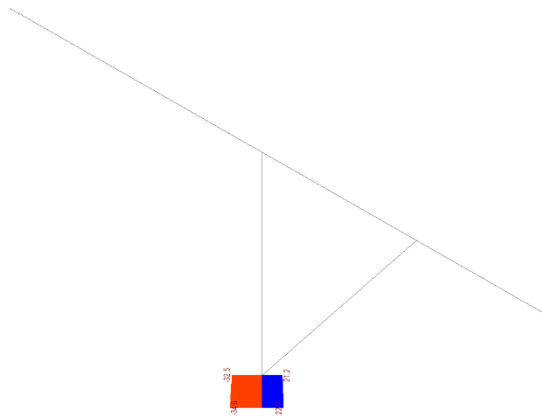
PILAR - BASE



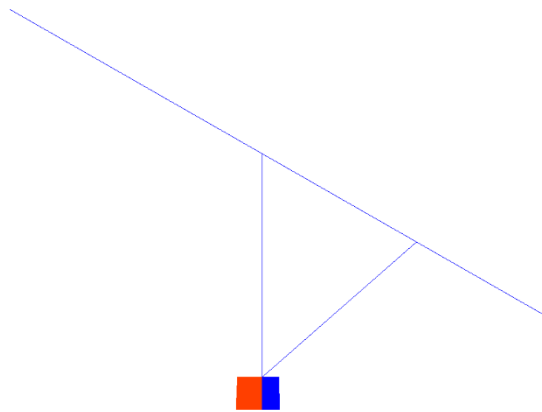
5 Fzk_Pilar Base



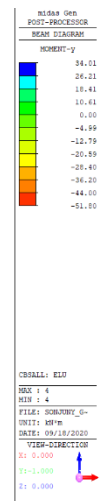
6 FzSd_Pilar Base

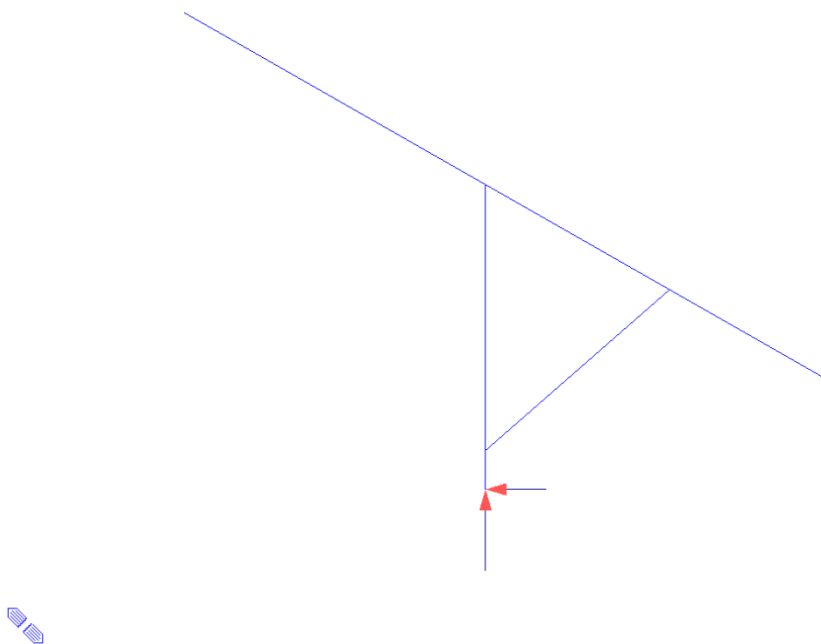


7 Myk_Pilar Base



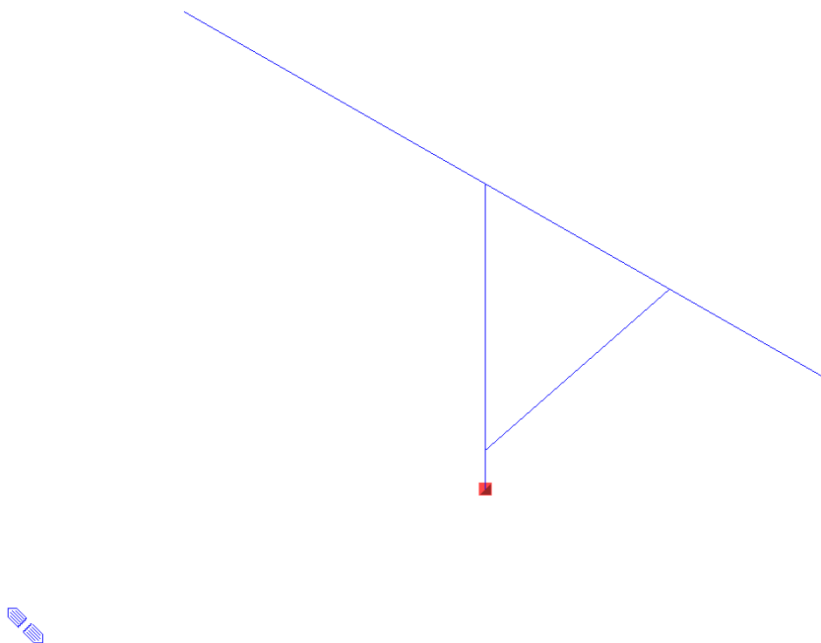
8 MySd_Pilar Base





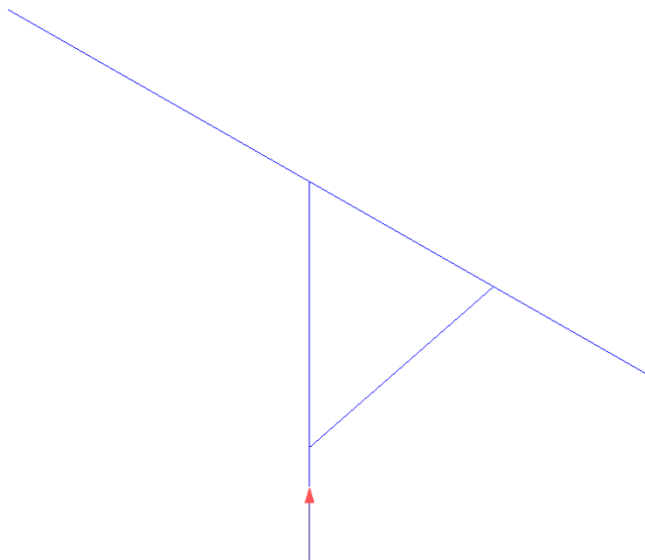
9 Reaccion_Fk

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-XYZ
MIN. REACTION
NODE=1
FX: -9.30
FY: 0.00
FZ: 14.02
FXYZ: 16.82
MAX. REACTION
NODE=1
FX: -9.30
FY: 0.00
FZ: 14.02
FXYZ: 16.82
CBSALL: ELSK
MAX : 1
MIN : 1
FILE: SONJUNY_G-
UNIT: kN
DATE: 09/18/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000



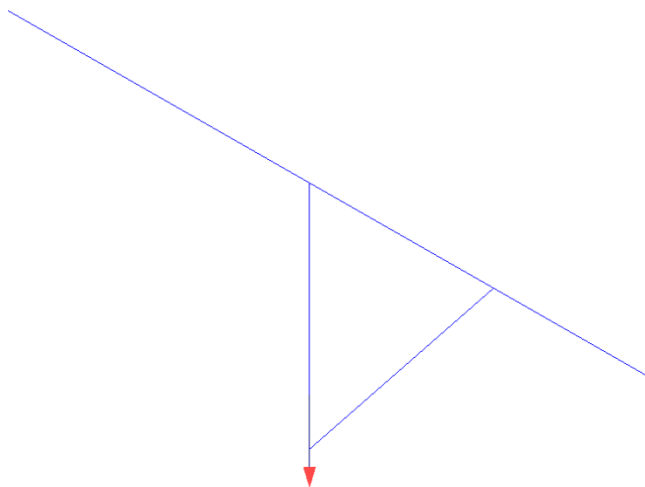
10 Reaccion_Mk

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-XYZ
MIN. REACTION
NODE=1
MX: 0.00
MY: -34.64
MZ: 0.00
MXYZ: 34.64
MAX. REACTION
NODE=1
MX: 0.00
MY: -34.64
MZ: 0.00
MXYZ: 34.64
CBSALL: ELSK
MAX : 1
MIN : 1
FILE: SONJUNY_G-
UNIT: kN*m
DATE: 09/18/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000



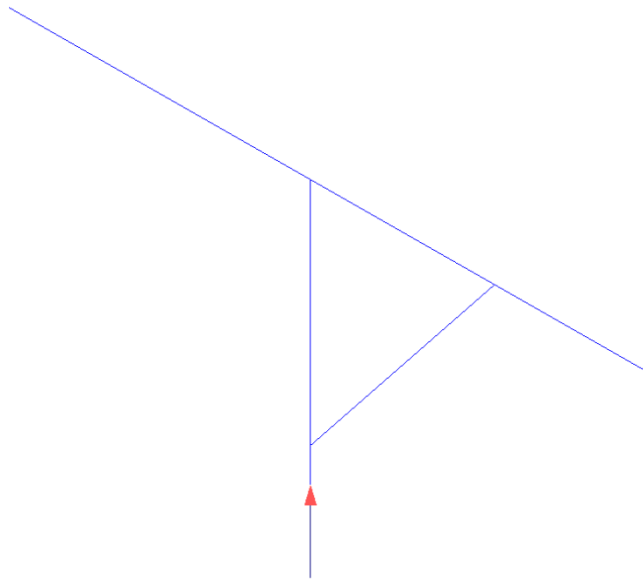
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 1
FZ: 20.68
MAX. REACTION
NODE= 1
FZ: 20.68
CBSMAX: ELU
MAX : 1
MIN : 1
FILE: SONJUNY_G-
UNIT: kN
DATE: 09/18/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

11 ReaccionVd_Max



midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 1
FZ: -22.31
MAX. REACTION
NODE= 1
FZ: -22.31
CBSMIN: ELU
MAX : 1
MIN : 1
FILE: SONJUNY_G-
UNIT: kN
DATE: 09/18/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000

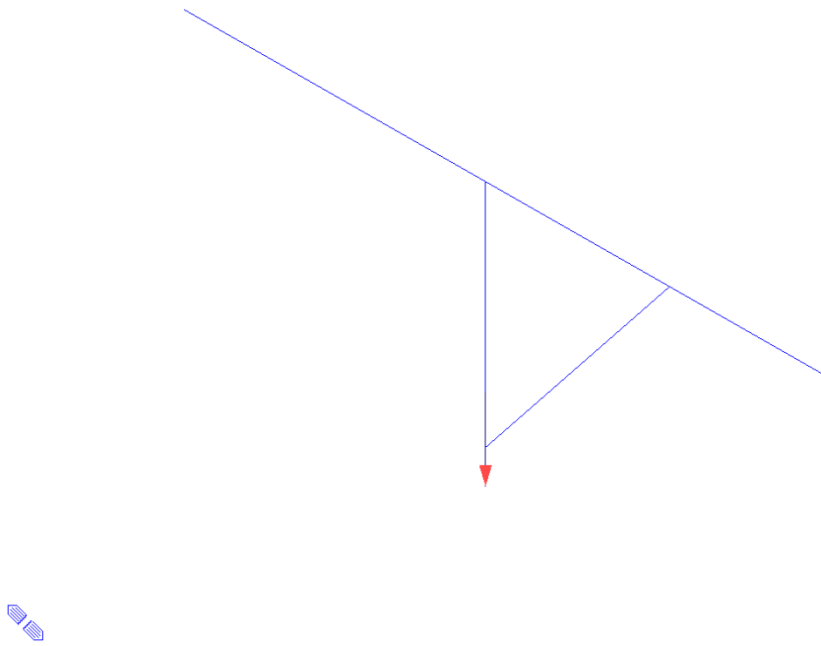
12 ReaccionVd_Min



13 ReaccionVk_Max

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 1
FZ: 14.02
MAX. REACTION
NODE= 1
FZ: 14.02
CBSMAX: ELSK
MAX : 1
MIN : 1
FILE: SONJUNY_G-
UNIT: kN
DATE: 09/18/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000





14 ReaccionVk_Min

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Z
MIN. REACTION
NODE= 1
FZ: -13.80
MAX. REACTION
NODE= 1
FZ: -13.80

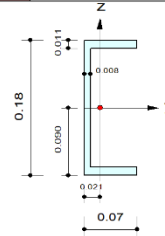
CBSMIN: ELSK
MAX : 1
MIN : 1
FILE: SONJUNY_G-
UNIT: kN
DATE: 09/18/2020
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: -1.000
Z: 0.000



Company		Project Title	
Author	rmm	File Name	C:\...\SonJuny_Global_2V29.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 4
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : UPN180 (No:1)
 (Rolled : UPN180).
 Member Length : 0.23000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 22.3068 (LCB: 7, POS:J)
 Bending Moments My = -51.798, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -48.589, Myj = -51.798 (for Lb)
 Myi = -48.589, Myj = -51.798 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 9, POS:1/2)
 Fzz = 13.9500 (LCB: 8, POS:1/2)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.07000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.07000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00280	Asz	0.00144
Qyb	0.01125	Qzb	0.00120
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.02103	Zbar	0.09000
Wely	0.00015	Welz	0.00002
ry	0.06950	rz	0.02020

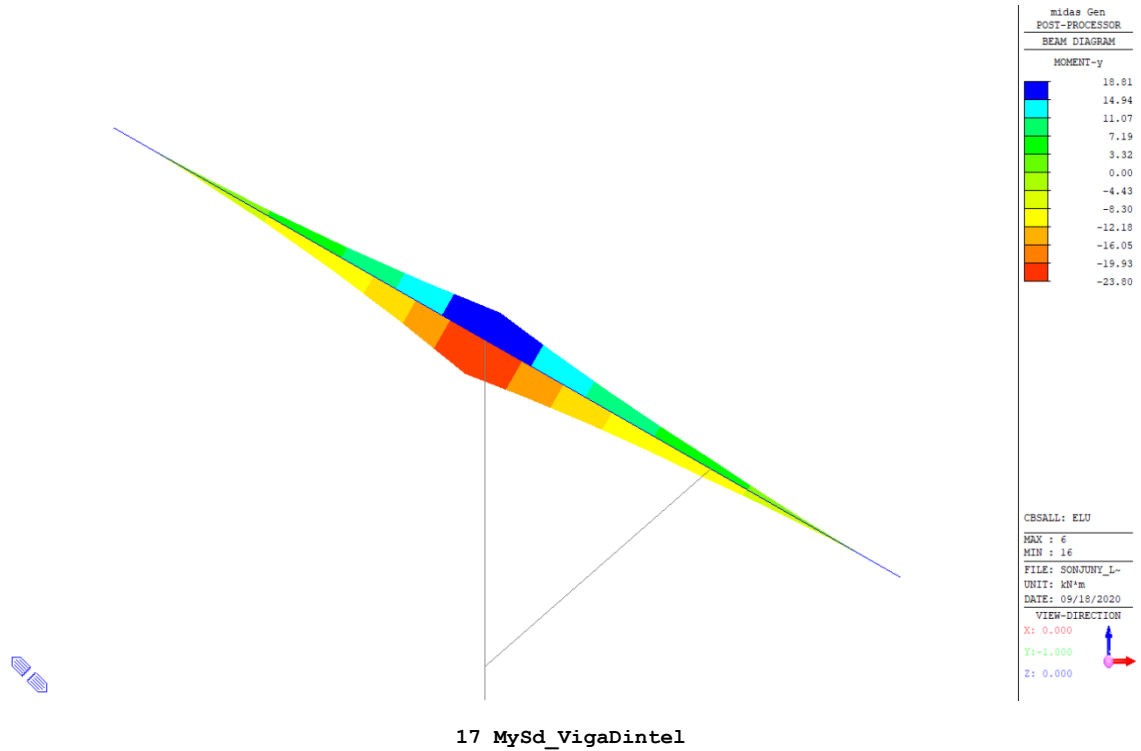
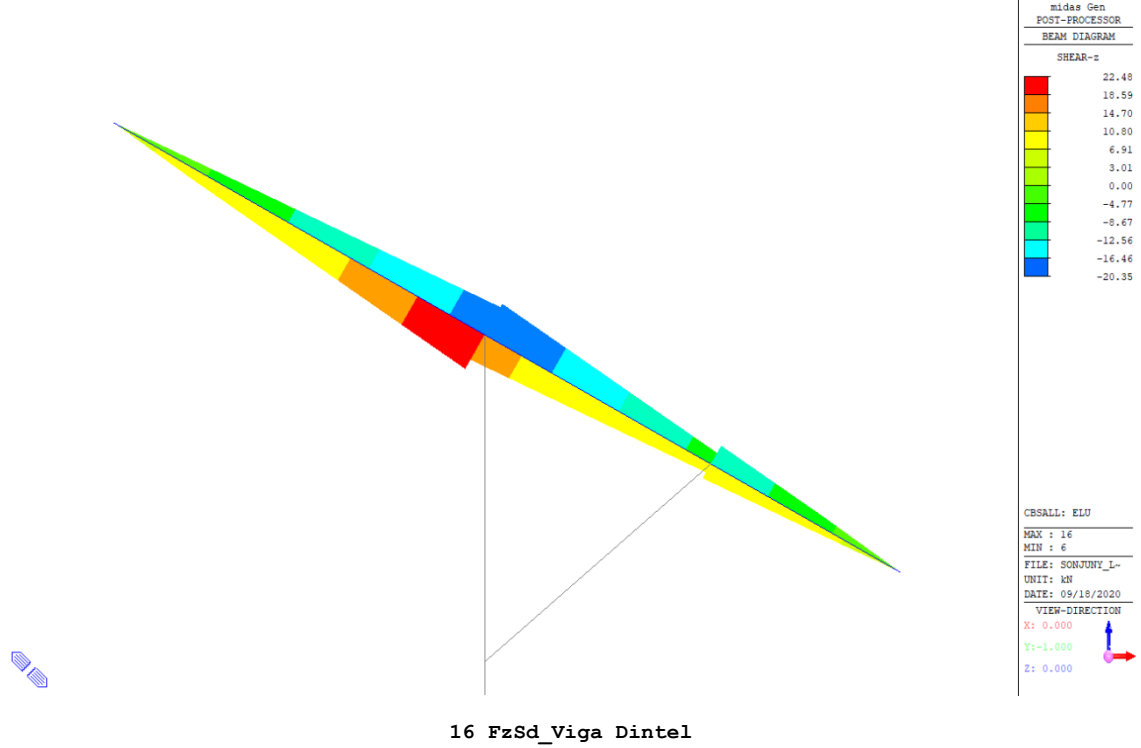
3. Design Parameters

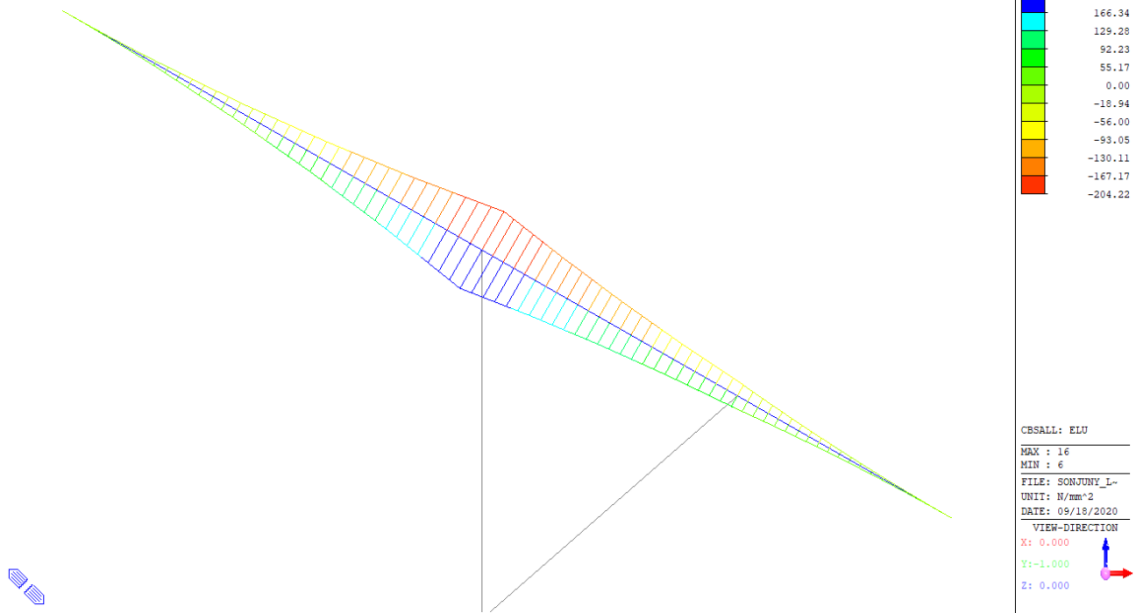
Unbraced Lengths Ly = 0.23000, Lz = 0.23000, Lb = 0.23000
 Effective Length Factors Ky = 2.00, Kz = 2.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 22.8 < 200.0$ (Memb:4, LCB: 11)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 22.307/946.667 = 0.024 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 51.7977/60.5867 = 0.855 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/16.2407 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $RNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $Rcom = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), Rbend = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $Rmax = \text{MAX}[RNRd, (Rcom + Rbend)] = 0.878 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.049 < 1.000$ O.K

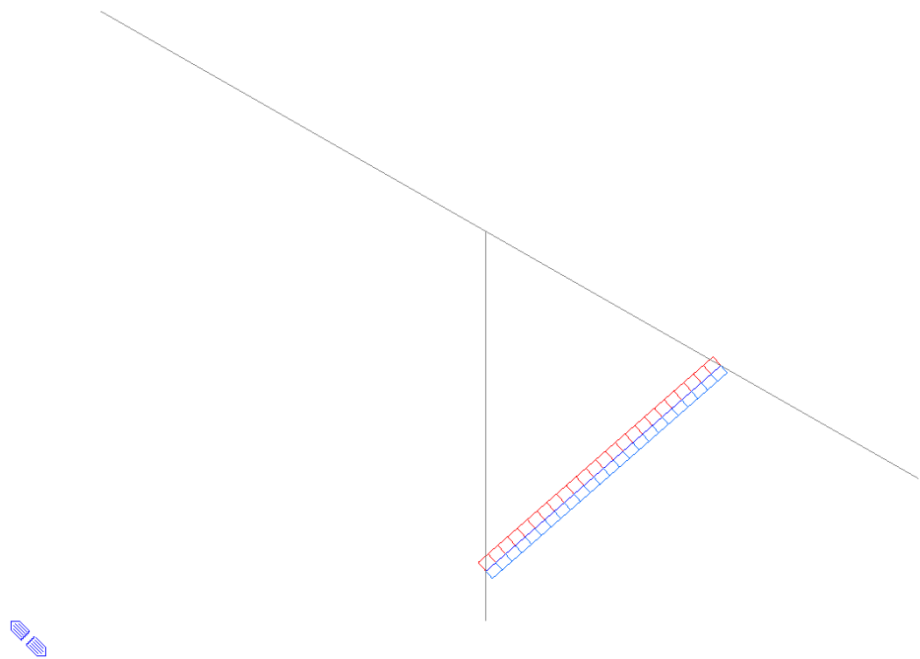
VIGA





18 Tensiones Viga Dintel

TORNAPUNTAS



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
AXIAL	
	5.03
	4.19
	3.36
	2.52
	1.69
	0.86
	0.00
	-0.81
	-1.65
	-2.48
	-3.32
	-4.15

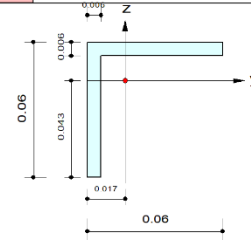
CBSALL: ELU	
MAX :	3
MIN :	3
FILE: SONJUNY_L-	
UNIT: KN	
DATE: 09/18/2020	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	
Y: -1.000	
Z: 0.000	



Company		Project Title	
Author	rmm	File Name	C:\...\SonJuny_Local_2V29.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 3
 Material : S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name : L60x6 (No:3)
 (Rolled : L60x6).
 Member Length : 1.44224



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -4.1176 (LCB: 5, POS:1/2)
 Bending Moments My = 0.01405, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 6, POS:1/2)
 Fzz = 0.03897 (LCB: 6, POS:J)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00600
Top F Width	0.06000	Top F Thick	0.00600
Area	0.00069	Asz	0.00030
Qyb	0.00093	Qzb	0.00093
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01690	Zbar	0.04310
Wely	0.00001	Welz	0.00001
rp	0.01180		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.44224, Lz = 1.44224, Lb = 1.44224
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 122.2 < 200.0$ (Memb:3, LCB: 5)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 4.1176/76.1125 = 0.054 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.01405/1.53546 = 0.009 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/1.96107 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / M_{yRd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{zRd}$
 $R_{cLT1} = N_{Ed} / (X_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{bLT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{iLT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{cLT2} = N_{Ed} / (X_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{bLT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{iLT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{com} + R_{bend}, MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.065 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{zRd} = 0.001 < 1.000$ O.K

INIGIA

03

CIMENTACIÓN DE SOPORTES

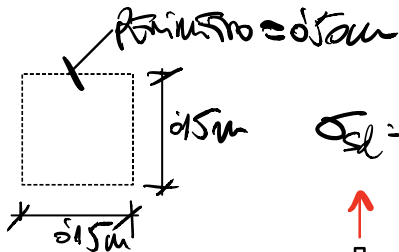
CIMENTACIÓN DEL PUNTO

CARGAS JÓVICALES

Reacción ascendente
(Traction) $\rightarrow \begin{cases} R_d = 253 \text{ kN} \\ R_k = 138 \text{ kN} \end{cases}$

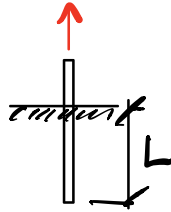
Reacción descendente
(Compression) $\rightarrow \begin{cases} R_d = 257 \text{ kN} \\ R_k = 140 \text{ kN} \end{cases}$

Tensión por efecto punte (Creep)



$$\sigma_{sl} = \frac{253 \text{ kN}}{0.50 \text{ m} \times L} \rightarrow$$

L(m)	σ_{sl} [MPa]
1m	0.037
2m	0.018
3m	0.012



f_{ct} Cimentación:

$$f_{ct} = 0.70 \cdot (2 \text{ N/mm}^2) \text{ kPa}$$

gravel, $\lambda = 1.1 \rightarrow \boxed{f_{ct} = 0.02 \text{ MPa}}$ ^(*)

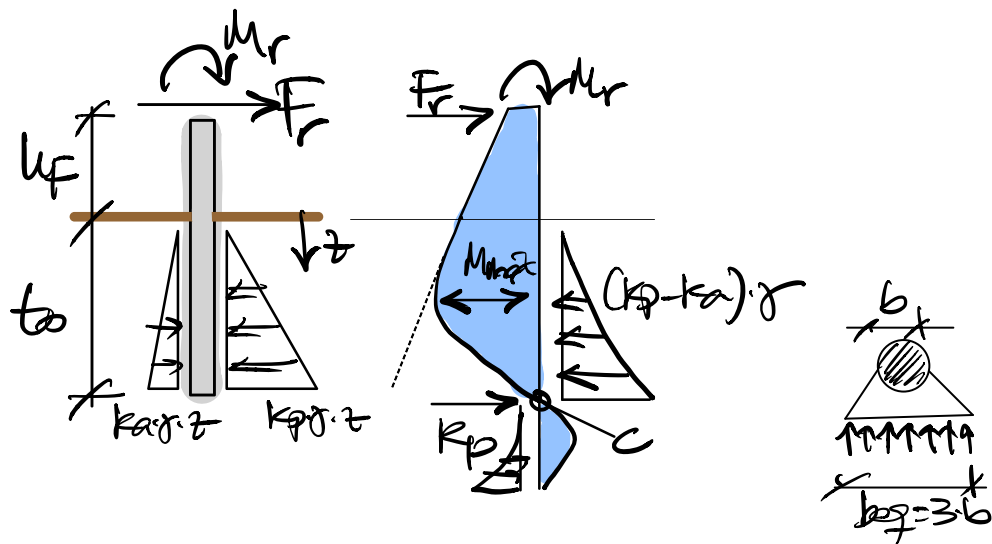
cargas características.

CARGAS HORIZONTALES

Método Blum

Supone la formación de una cruz prismática que resiste positivamente el esfuerzo exterior y debe hasta la profundidad de anclaje m_b . En ese punto se sustituye la acción del terreno inferior por una fuerza concentrada R_p equivalente.

$R_p \rightarrow$ representa la acción del terreno en la zona inferior del pilote y se supone el hecho de suponer movilizado hasta ese punto el máximo empuje activo.



$$\sum M_c = 0 \rightarrow F_r \cdot (l_f + t_o) + M_r = (k_p - k_a) \cdot \gamma \cdot l_{gg} \cdot \frac{t_o^3}{6}$$

$$\sum F_H = 0 \rightarrow F_r - (k_p - k_a) \cdot \gamma \cdot l_{gg} \cdot \frac{t_o}{2} + R_p = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} M_r = 31.6 \text{ uNm} \\ F_r = 9.3 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} t_o \geq 2.7 \text{ m} \\ M_{sd} = 31.4 \text{ uNm} \quad (\gamma_p = 15.0) \end{array}$$

CARACTERÍSTICAS DE LOS SOPORTES

$$b := 200\text{mm}$$

ancho del soporte (perforación)

$$b_{eq} := 3 \cdot b = 0.6\text{m}$$

ancho equivalente del soporte (terreno movilizado por soporte)

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

$$k_a := 0.33$$

$$k_p := 3$$

$$\gamma_t := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

SOLICITACIONES

$$F_r := 9.3\text{kN}$$

esfuerzo horizontal característico

$$M_r := 34.6\text{m}\cdot\text{kN}$$

momento sollicitación característico

$$h_F := \frac{M_r}{F_r} = 3.72\text{m}$$

altura de aplicación de la fuerza horizontal (respecto fondo excavación)

$$\gamma_Q := 1.50$$

coeficiente de mayoración de acciones

EQUILIBRIO DEL SOPORTE (MÉTODO BLUM)

Dimensionamiento de la clava (fixed-earth-support)

La hincas de empotramiento de la pared es aquella que anula el momento de empotramiento resultante del empuje activo y el empuje pasivo

El punto de empotramiento C es el punto en el que se anula el momento bajo el punto D

Dado

$$F_r \cdot (h_F + t) = \beta \cdot \frac{b_{eq} \cdot t^3}{6}$$

$$\beta := \gamma_t \cdot (k_p - k_a) = 48.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$t := 4\text{ m}$$

$$t_0 := \text{Find}(t) = 2.26\text{ m} \quad \text{hinca mínima}$$

$$R_p := \beta \cdot b_{eq} \cdot \frac{t_0^2}{2} - F_r = 64.485 \cdot \text{kN} \quad \text{contra-reacción en el pie del pilote}$$

$$\Delta := \frac{R_p \cdot 0.45}{\beta \cdot t_0 \cdot b_{eq}} = 0.44\text{ m} \quad \text{incremento de hinca para empotrar base de la pantalla}$$
$$\frac{\Delta}{t_0} = 20\%$$

$$t_w := t_0 + \Delta = 2.7\text{ m} \quad \text{Longitud total de empotramiento (mínimo)}$$

Máximo momento en el soporte

El máximo momento se produce en el punto donde se anula el cortante

$$z_{\max} := \sqrt{\frac{2F_r}{\beta \cdot b_{eq}}} = 0.803\text{ m}$$

$$M_{\max} := F_r \cdot (h_F + z_{\max}) - \beta \cdot b_{eq} \cdot \frac{z_{\max}^3}{6} = 39.6 \cdot \text{m} \cdot \text{kN}$$

$$M_{Sd} := \gamma_Q \cdot M_{\max} = 59.4 \cdot \text{m} \cdot \text{kN} \quad \text{Máximo momento de diseño (mayorado)}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05 \quad f_y := 355\text{ MPa} \quad W_{\min} := \frac{M_{Sd}}{f_y \cdot \gamma_{M0}} = 159.3 \cdot \text{cm}^3$$



c/ Pallars, 85 2º3ª
Barcelona
08018
T 639 013 144
www.inigia.com