ESTRUCTURAS I

material práctico de apoyo al estudiante
compilado de ejercicios resueltos

AÑO 2021

Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo
Universidad de la República

INDICE

CAPÍTULO 1 - ESTRUCTURAS RETICULADAS pág. 1

equilibrio, esfuerzos en barras, dimensionado.

CAPÍTULO 2 - FLEXIÓN SIMPLE pág. 19

A - casos isostáticos - modelos funcionales, diagramas de solicitaciones, dimensionado. pág. 19

B - casos hiperestáticos - modelos funcionales, método de Cross, equilibrios, diagramas de solicitaciones, dimensionado. pág. 68

CAPÍTULO 3 - PÓRTICOS ISOSTÁTICOS pág. 80

modelos funcionales, equilibrio, resultantes izquierdas, diagramas de solicitaciones, dimensionado.

CAPÍTULO 4 - CASOS COMPLEJOS pág. 106

parciales y exámenes con modelos funcionales complejos.

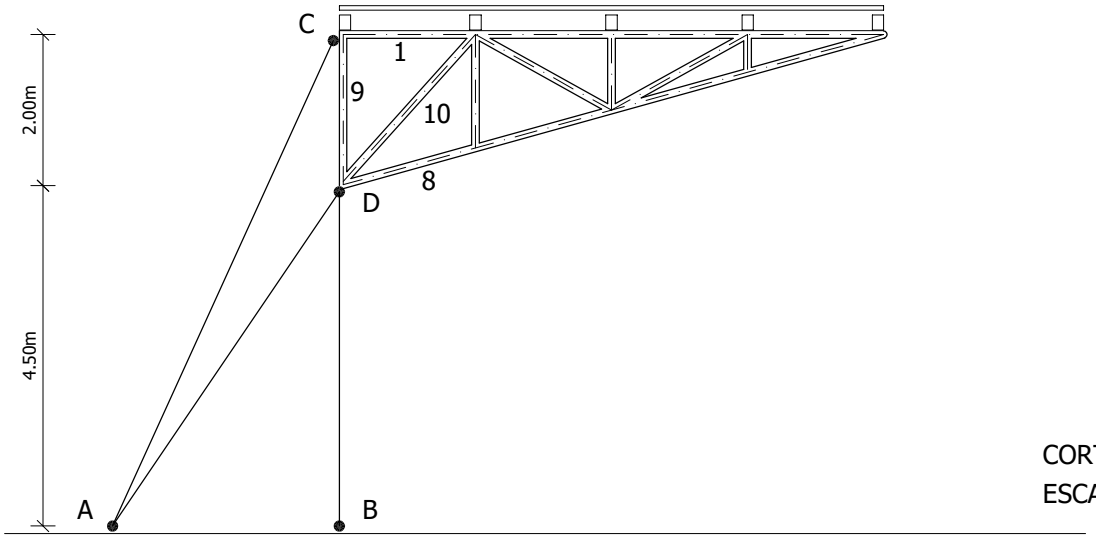
Se proyecta la construcción de un cobertizo y se pide:

A: 1. *Modelo funcional* de la estructura.
2. Determinar la descarga por metro lineal del entablonado sobre las correas y las desacargas de las correas sobre los reticulados.
3. Determinar el espesor necesario para el entablonado utilizando madera nacional y dimensionar las correas con escuadrías también de madera nacional.

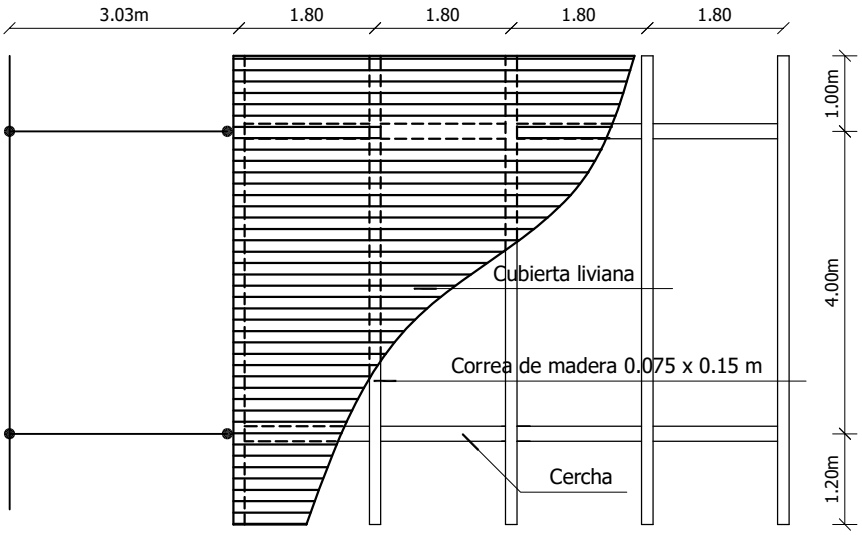
B: 4. *Reacciones* en *A y B.*
5. *Reacciones* en *C y D.*
6. *Esfuerzos* en las barras 1, 8, 9 y 10 del reticulado.
7. *Dimensionar* dichas barras del reticulado con igual *PNI* de acero, según la más comprometida.
8. *Croquizar* el *esquema tensional* y determinar el valor de la *tensión real máxima* para dichas barras.

DATOS AUXILIARES:

- Peso propio de la cubierta: 40daN/m2. Sobrecarga: 80 daN/m2.
- Tensión normal de dimensionado del acero: 1.400 daN/cm2.
- Tensión normal de dimensionado de la madera nacional: 110 daN/cm2.
- Tensión tangencial de dimensionado de la madera nacional: 5 daN/cm2.
- Módulo de elasticidad de la madera nacional: 110.000 daN/cm2.



CORTE
ESCALA 1:100

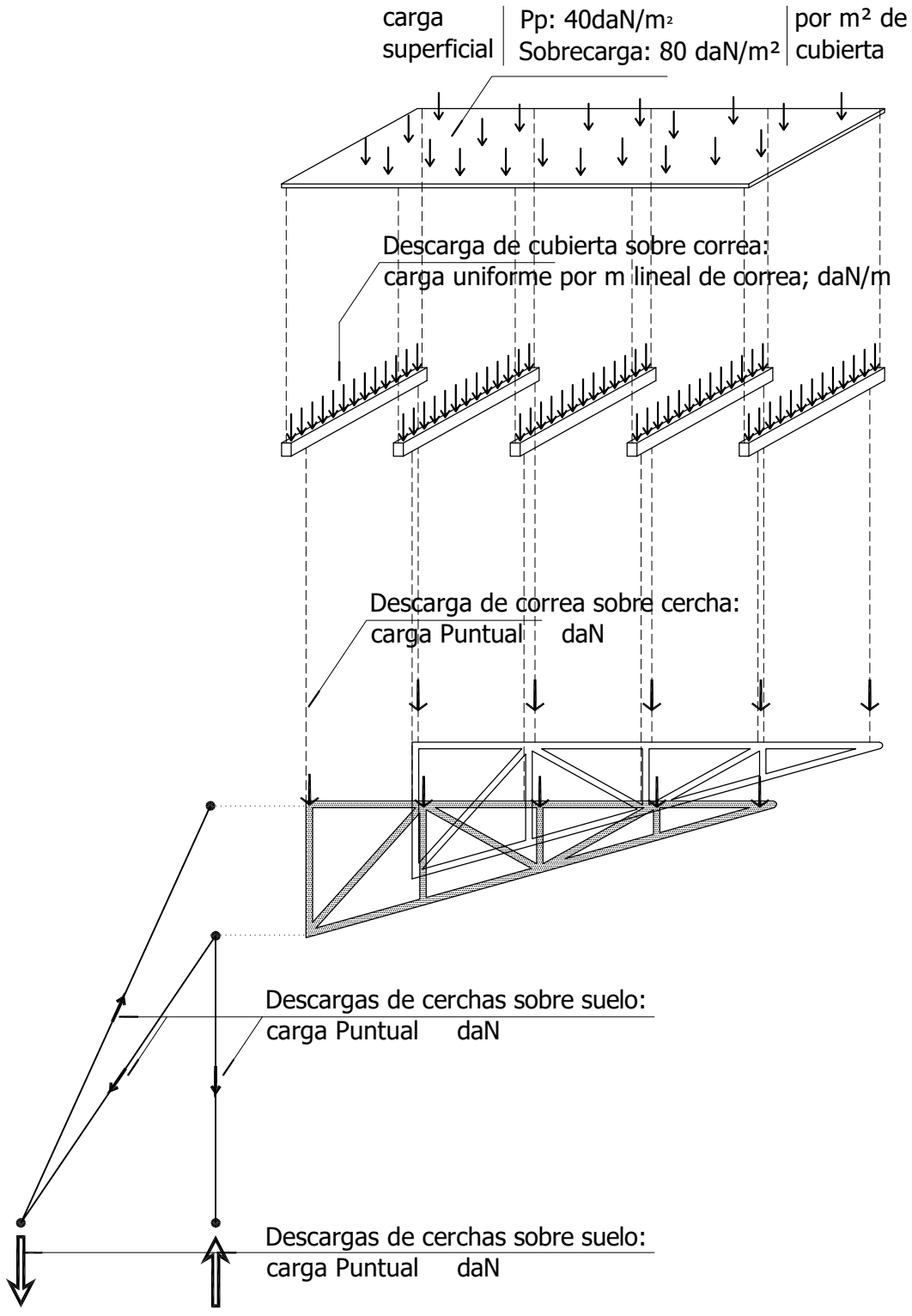


PLANTA
ESCALA 1:100

Resolución del equilibrio:

1. *Modelo funcional* de la estructura:

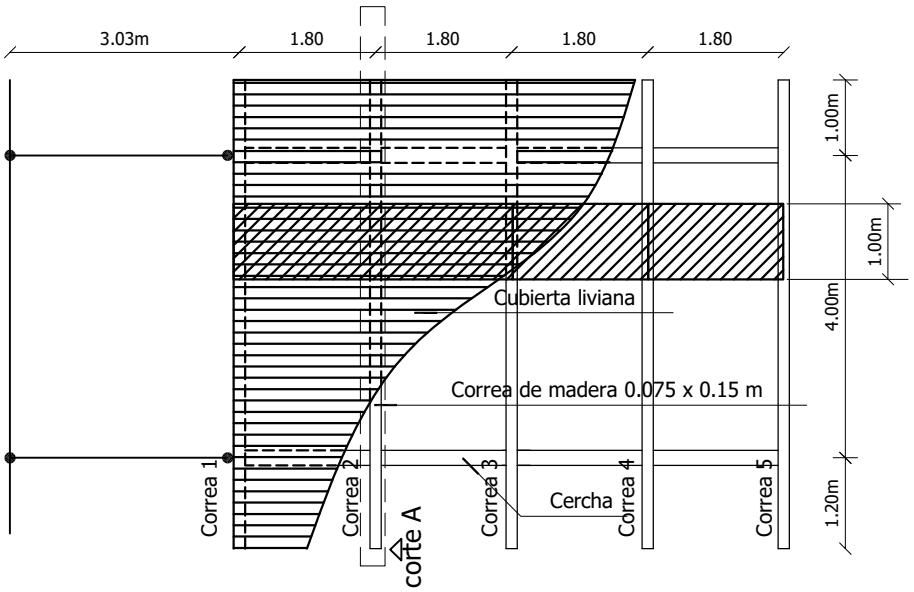
Esquema de interpretación de funcionamineto de la estructura, donde intervienen los modelos de acciones y el camino material que encuentran éstas hasta llegar al suelo.



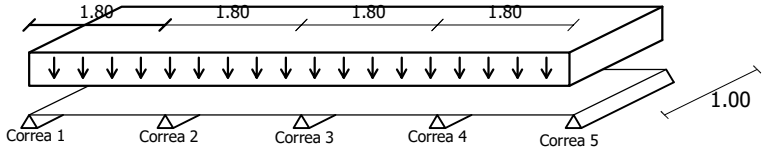
2. Determinar la descarga por metro lineal del entablonado sobre las correas y las desacargas de las correas sobre los reticulados:

2.1: Para determinar la descarga del entablonado sobre la correa. Tomo faja 1m de ancho del entablonado y modelizando el corte como se muestra a continuación y resolviendo su equilibrio.

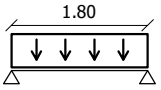
PLANTA
ESCALA 1:100



Esquema espacial de la faja 1



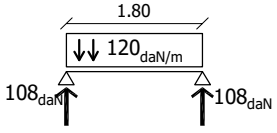
Como aún no puedo determinar las descargas en una estructura hiperestática, determino la descarga de la cubierta sobre la correa como si fueran tramos aislados, de luz igual a la distacia entre correa y correa.
Como trabajamos las estructuras en los planos y no espacialmente, los esquemas representan una faja de un metro.



2.2: Resuelvo el equilibrio del tramo de cubierta que tengo aislado.

Los datos de cargas de uso (sobrecargas) y pesos de las estructuras se encuentran en tablas.

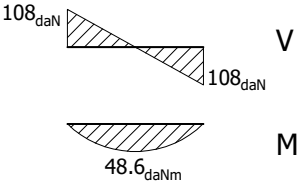
Peso propio de la cubierta: $40_{daN/m^2}$
Sobrecarga: $+\ 80_{daN/m^2}$.
$120_{daN/m^2}$



Las acciones resultantes totales son:
$120_{daN/m^2}$. $1{,}80_{m} = 216_{daN/m}$

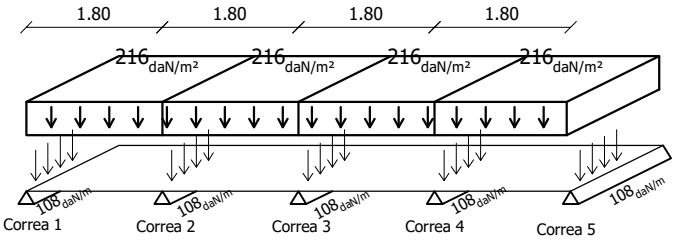
Dado que el sistema es simétrico, sabemos que las equilibrantes son:

$216_{daN/m} / 2 = 108_{daN/m}$



Repaso los datos obtenidos:

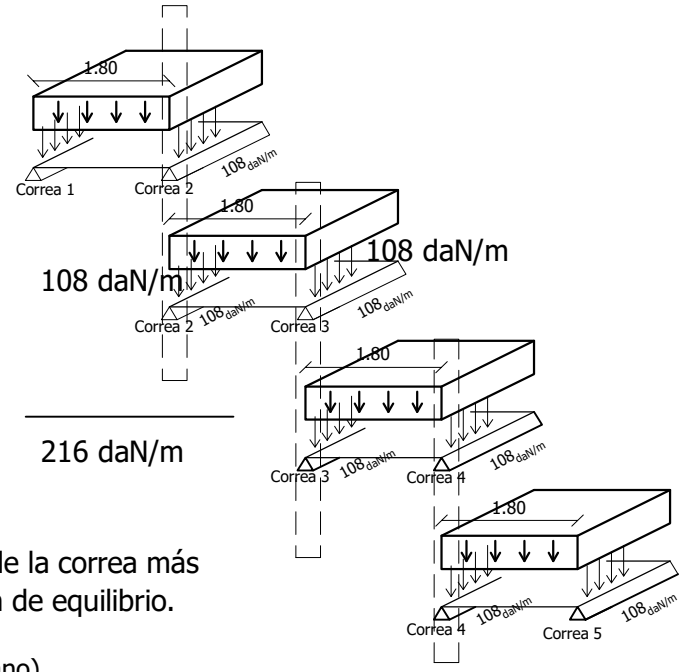
Cada correa recibe por tramo de cubierta; 108 daN/m.



Superponiendo información, determinamos que la descarga sobre la correa de borde es de 108 daN/m.

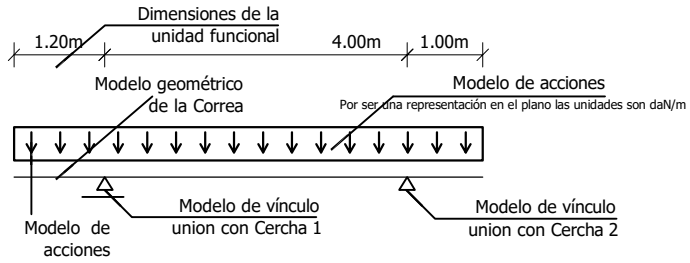
y la descarga de las correas cantrales es de 216 daN/m, dado que recibe descarga de dos tramos de cubierta.

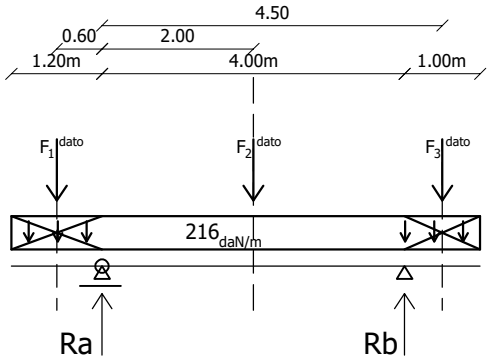
Por tal motivo, cuando estudiamos el equilibrio de las correas, planteamos el equilibrio para la correa más comprometida.



2.3 Una vez determinada las acciones de la correa más comproetida; le imponemos la condición de equilibrio.

Esquema geométrico de la correa 2 (en el plano)



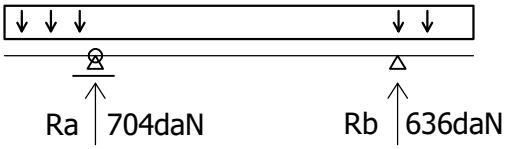


A efectos del equilibrio global de la unidad funcional, opero con las fuerzas resultantes de la carga distribuída. Me ubico en un punto conveniente de la estructura y aplicando las Ecuaciones del Equilibrio determino una de mis dos incognitas. (no me olvido del sentido de los momentos).

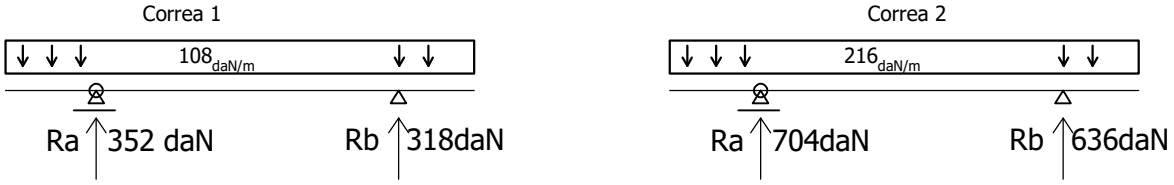
$\sum M=0$
$\sum Fv=0$
$\sum Fh=0$

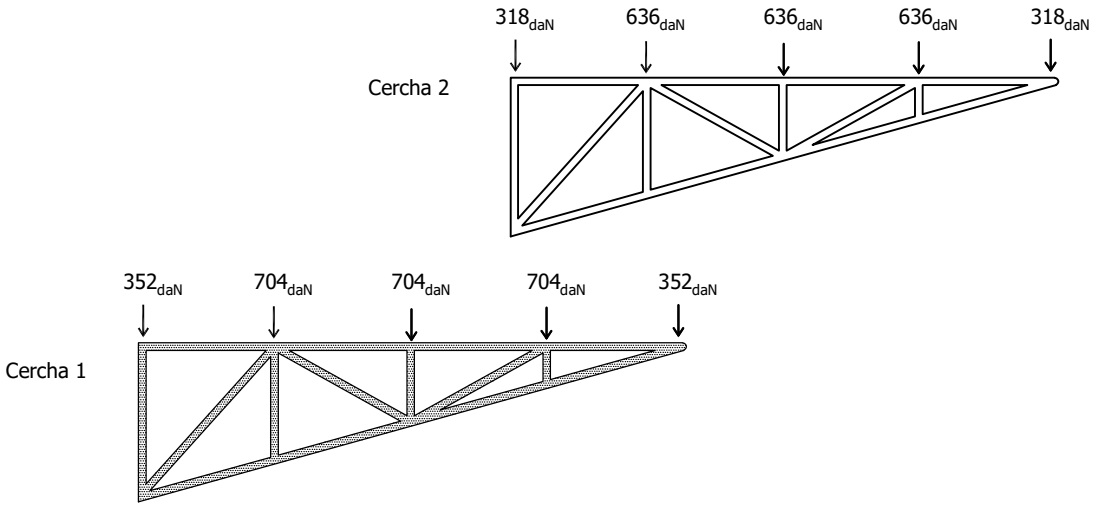
$\Sigma M_A=0 \quad Mf_1+Mf_2+Mf_3+M_{RB}=0$
f1= 216 daN/m x 1.2m= 260 daN
f2= 216 daN/m x 4.0 m= 864 daN
f3= 216 daN/m x 1.0 m= 216 daN

$-260x0.6 + 864x2 + 216x4.5 - RBx4=0$
$-156+1728+972= RBx4$
operando determino el valor de RB = 636 daN
Idem para determinar Ra. o aplico $\Sigma Fv=0$



Repaso los datos obtenidos: ubico descargas de las correas sobre los reticulados





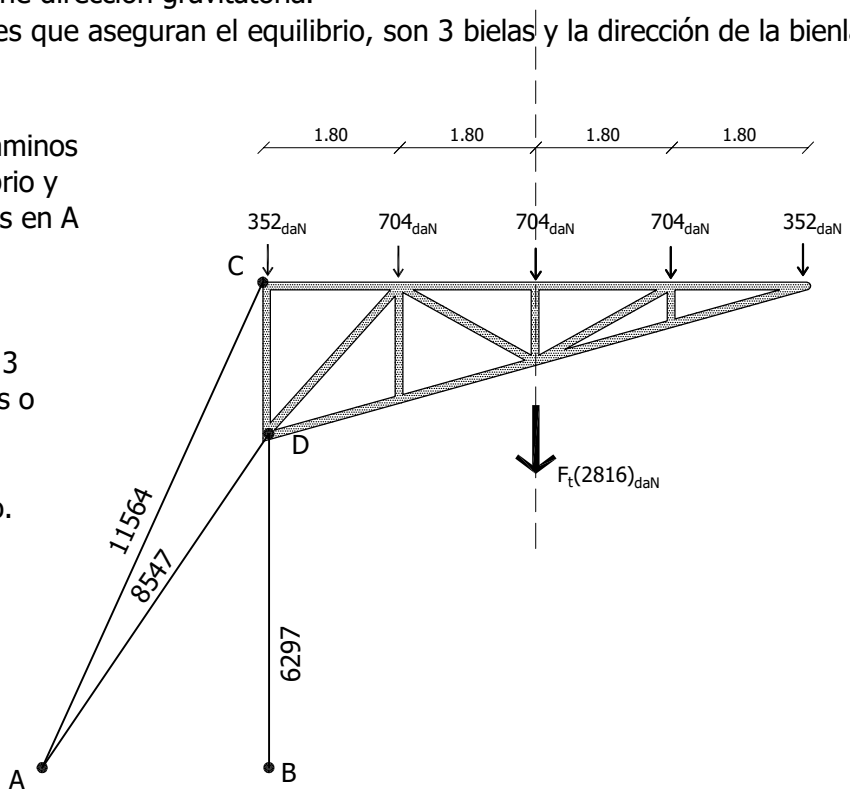
4: Reacciones en A y B:
4.1 _ Analizo vinculos y Acciones:
Por ser un sistema simétrico en forma y cargas, la resultante de la sumatoria de las acciones pasa por el centro y tiene dirección gravitatoria.
Las unidades funcionales que aseguran el equilibrio, son 3 bielas y la dirección de la bienla BD es Vertical

Por tanto; tengo dos caminos para asegurar el equilibrio y encontrar las reacciones en A y B.

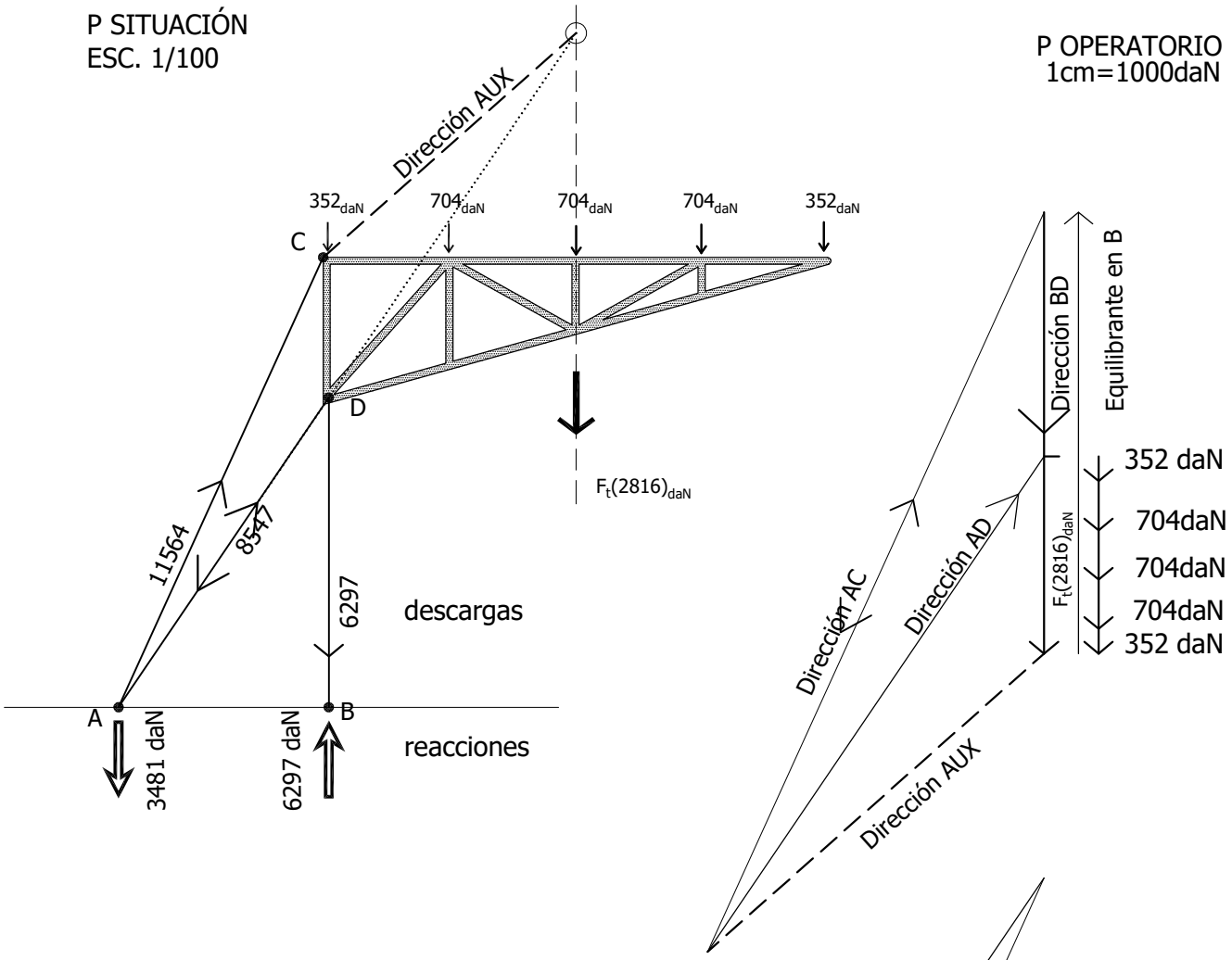
1_ por método Gráfico, Descomponer Ft en las 3 direcciones de las bielas o

2_ Por método analítico.

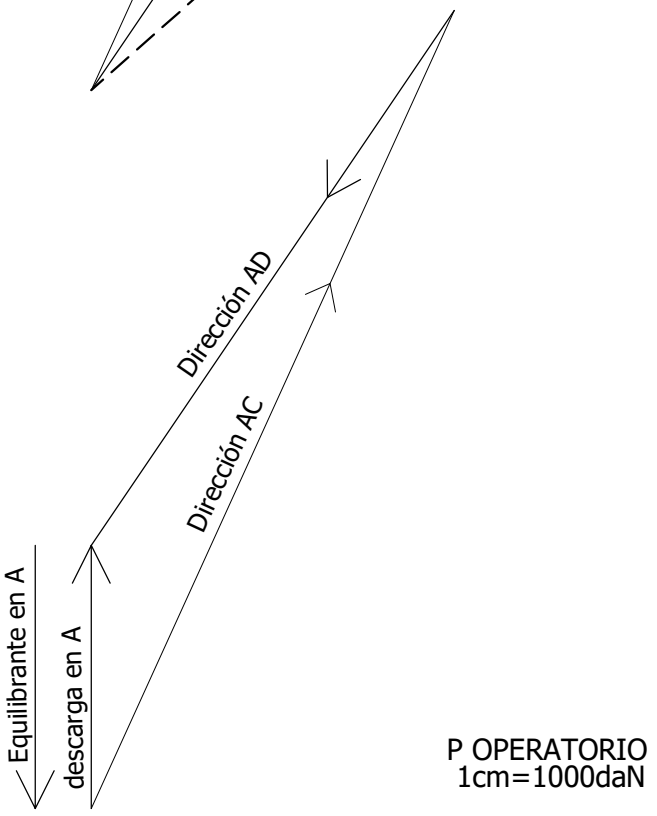
∑ M=0
∑ Fv=0
∑ Fh=0



4: Reacciones en A y B método Grafico:
4.1.1 _ Determino un sistema equivalente a Ft en las tres direcciones de las bielas.



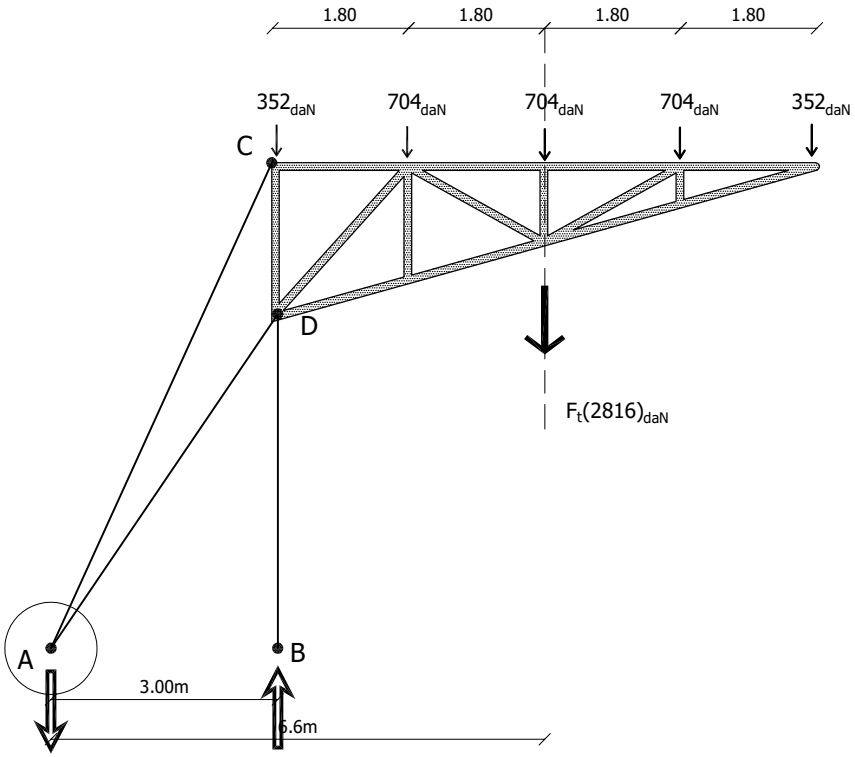
4.1.2 Compongo las fuerzas que pasan por A,
y hallo la fuerza equilibrante en A y B



4.1.2 Reacciones en A y B; Método analítico:

La biela BD, impide fielmente que la estructura se desplace en sentido vertical, por tanto es dato que la reacción en B es vertical.
Nos queda determinar el modulo y su sentido. Para ello nos apoyamos en la ecuación del Equilibrio :

$\sum M=0$



$\sum MA=0$ si

$M_{Ft} + M_{Rb}=0$

2816 daN x 6.6m + (-RBx 3m)=0
opero y despejo RB=6195 daN

Idem para determinar A

También me puedo apoyar en otra ecuación del equilibrio para determinar la reacción en A:

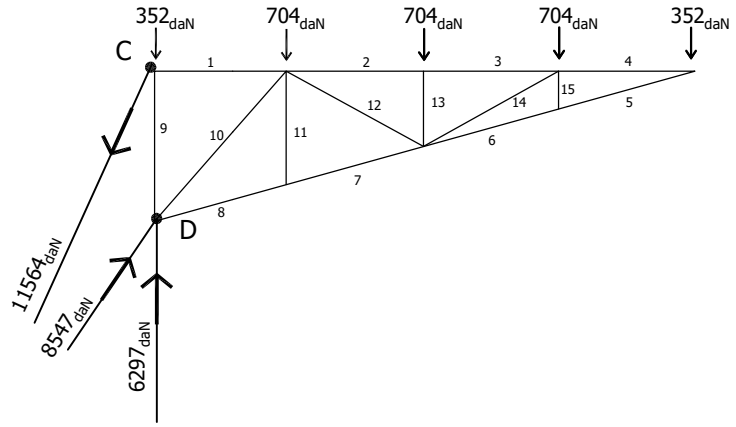
$\sum Fv=0$

2816 daN - 6195 daN= 3379 daN

6. *Esfuerzos* en las barras 1, 2 y 3 del reticulado. (Metodo de Culmann)

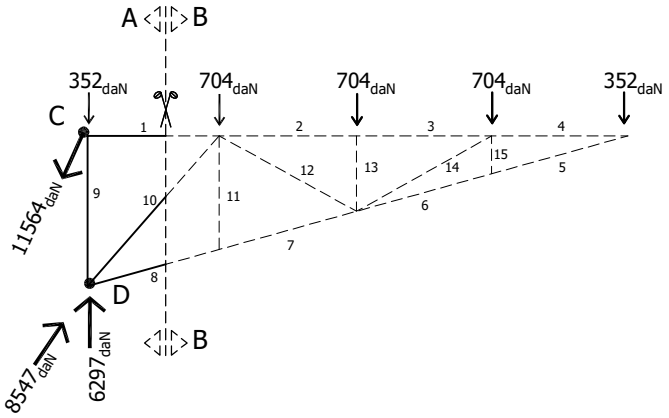
6 -1 La determinación de esfuerzos de la Rizq se hace siempre a partir del Equilibrio Global de la Unidad funcional en estudio. En este caso el Reticulado.

P SITUACIÓN
ESC. 1/100



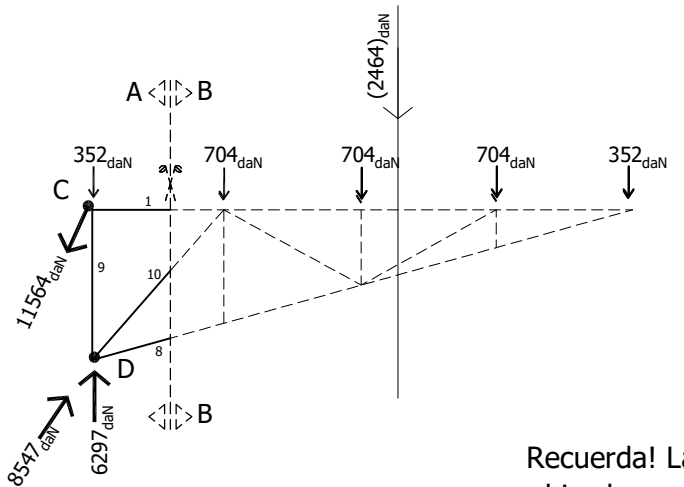
6-2 Se divide la estructura en dos partes. Elijo una parte de la estructura para analizar (lado A)

P SITUACIÓN
ESC. 1/100



6-3 Compongo fuerzas (activas+reactivas) que estén del otro lado elejido (Lado B Rizq),

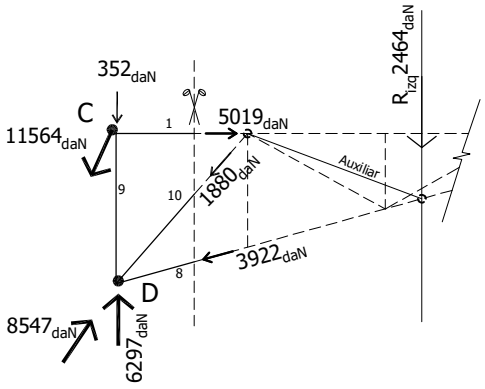
P SITUACIÓN
ESC. 1/100



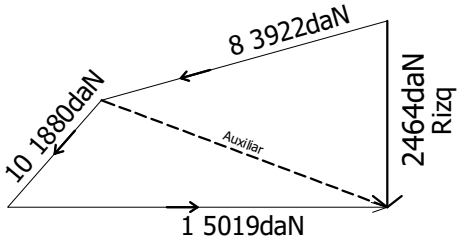
Recuerda! La Rizq. Tiene que estar ubicada en el plano de Situación!

6-4 Descompongo Rizq en las tres direcciones del lado elejido (lado A)

P SITUACIÓN
ESC. 1/100



P OPERATORIO
1cm=1000daN



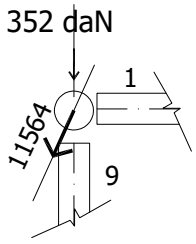
6-5 Analizo si la componente de la Rizq sobre la dirección de estudio entra o sale de la sección. Si la fuerza entra, entonces es de Comp. Si sale es de Tracción.
Recuerda que ésta simplificación tiene que ver con el lado de la estructura que estudias en relación con las acciones que elijes.

6-6. Estudiaremos la barra 1 y 9 por el método de nudos para determinar el valor de 9 y verificar que 1 esté correctamente calculada.

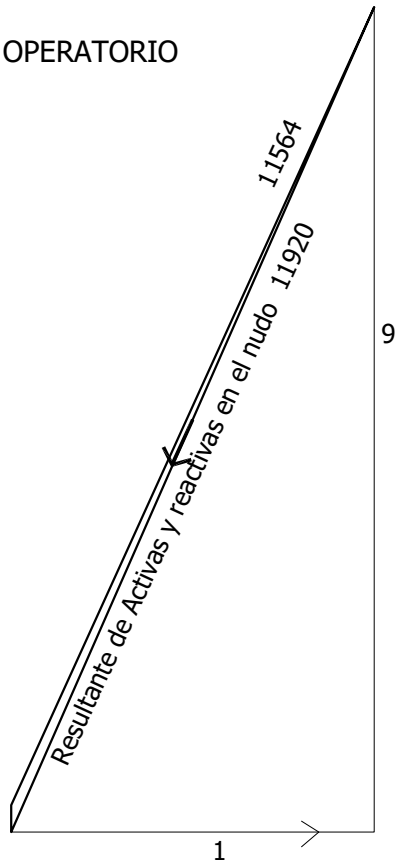
6-6.1 Determino Acciones sobre el nudo C.

P SITUACIÓN
ESC. 1/100

Nudo C

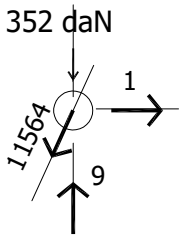


P OPERATORIO



6-6.2 En el plano operatorio compongo la total de las las acciones y la equilibrio con las barras 1 y 9.

Como el nudo debe estar en equilibrio, el polígono en el plano Operatorio debe estar cerrado. Esto establece los sentidos de las fuerzas de las barras.



Como el la barra 1 tracciona al nudo, entonces la Barra 1 está traccionada. El módulo lo determina el polígono vectorial en el P. Operatorio.

Como el la barra 9 comprime al nudo, entonces la Barra 9 está comprimida. El módulo es 11.000 daN.

7. *Dimensionar* dichas barras del reticulado con igual *PNI* de acero, según la más comprometida.
8. *Croquizar* el *esquema tensional* y determinar el valor de la *tensión real máxima* para dichas barras.

Barras	Luz	T	C	Seccion	def
1	180 cm	5019			
8	187 cm		3922		
9	200 cm		11000	PNI 160	PNI 160
10	267 cm		1880		

Diagrama de tensiones

$\sigma_{REAL} = F / A_{real\ del\ perfil\ seleccionado} = 482\ daN/cm^2$

Diagrama de tensiones

$\sigma_{REAL} = F / A_{real\ del\ perfil\ seleccionado} = 220\ daN/cm^2$

COMIENZO TANTEO para dimensionado a COMPRESIÓN:

$\sigma_{dis} = 1400\ daN/cm^2 = F / A$

$A = F / \sigma_{dis}$

$A = 11000\ daN / 1400\ daN/cm^2 = 7.86 cm^2$

Comienzo tanteo con área de perfil, superior a $7.86 cm^2$

PNI 100.

λ = Luz de pandeo / Radio de giro **(mínimo)**
$\lambda = 200\ cm / 0.91 cm$
$\lambda = 219$ **(adimensional)**

Con λ, determino $\omega = 11.34$ **(coef. de pandeo según tablas para Acero)**

$A.\sigma_{dis} > \omega . N$
$1400\ daN . 10,6\ cm^2 > 11000\ daN . 11.34$ **(adimensional)**
$14840\ daN <<< 124740\ daN$

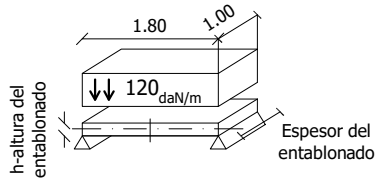
Hay que redimensionar con el perfil siguiente, hasta encontrar que se cumpla la desigualdad por el menor margen posible.

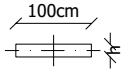
Verificación de barra a Tracción:

$A = F / \sigma_{dis}$
$A = 5019\ daN / 1400\ daN/cm^2 = 3.58 cm^2$
PNI 160mm
Área de $22.8\ cm^2$

3. Determinar el espesor necesario para el entablonado utilizando madera nacional y dimensionar las correas con escuadrías también de madera nacional.

3.1_ Primero debemos verificar el entablonado para evitar roturas a Flexión.





DATOS AUXILIARES:
- Tensión normal de dimensionado de la madera nacional: 110 daN/cm2.
- Tensión tangencial de dimensionado de la madera nacional: 5 daN/cm2.
- Módulo de elasticidad de la madera nacional: 110.000 daN/cm2.

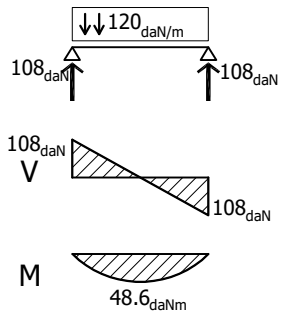
$\sigma_{dis} = 110\ daN/cm^2$ ①

$W_{res} > M_{flector} / \sigma_{dis}$
$W_{res} > 48,5_{(daNm)} . 100_{(cm)} / 110_{(daN/cm^2)} = 44.09_{cm^3}$
$W_{res} = Ix / 0.5h = \frac{(bxh^3)}{12} x \frac{1}{0.5h} = bxh^2/6$
$W_{res} > 44.09_{cm^3} = bxh^2/6 = 100_{cm}\ xh^2/6 = 44.09_{cm^3}$
$h = \sqrt{\frac{44.09_{cm^3} x\ 6}{100_{cm}}} = 1.62_{cm}$

$\zeta_{dis} = 5 daN/cm^2$ ②

$\zeta_{dis} > V_{flector} / \frac{2.A}{3}$
$\zeta_{dis} > 108_{(daN)} / 2(100_{(cm)} x 1.8_{(cm)}) / 3 = 0.9_{(daN/cm^2)}$
$0.9_{(daN/cm^2)} > 5_{(daN/cm^2)}$

Elijo tabla de 18mm espesor



③ $f_{adm} = \frac{180cm}{300} = 0.6cm$ $\quad f_{adm} > f_{real}$

$f_{real} > \frac{5 x\ q_{(daN.cm)} x\ l^4_{(cm)}}{384 x\ E_{(daN/cm^2)} x\ I^4_{(cm)}} \Rightarrow \frac{5 x\ 1,20_{(daN.cm)} x\ 180^4_{(cm)}}{384 x\ 110000_{(daN/cm^2)} x\ (100x1,8^3/12)_{(cm)}} \Rightarrow \frac{5 x 1,2 x 18^4}{384 x 11 x 48.6} = 3.06cm$

$0.6\ cm < 3.06cm$

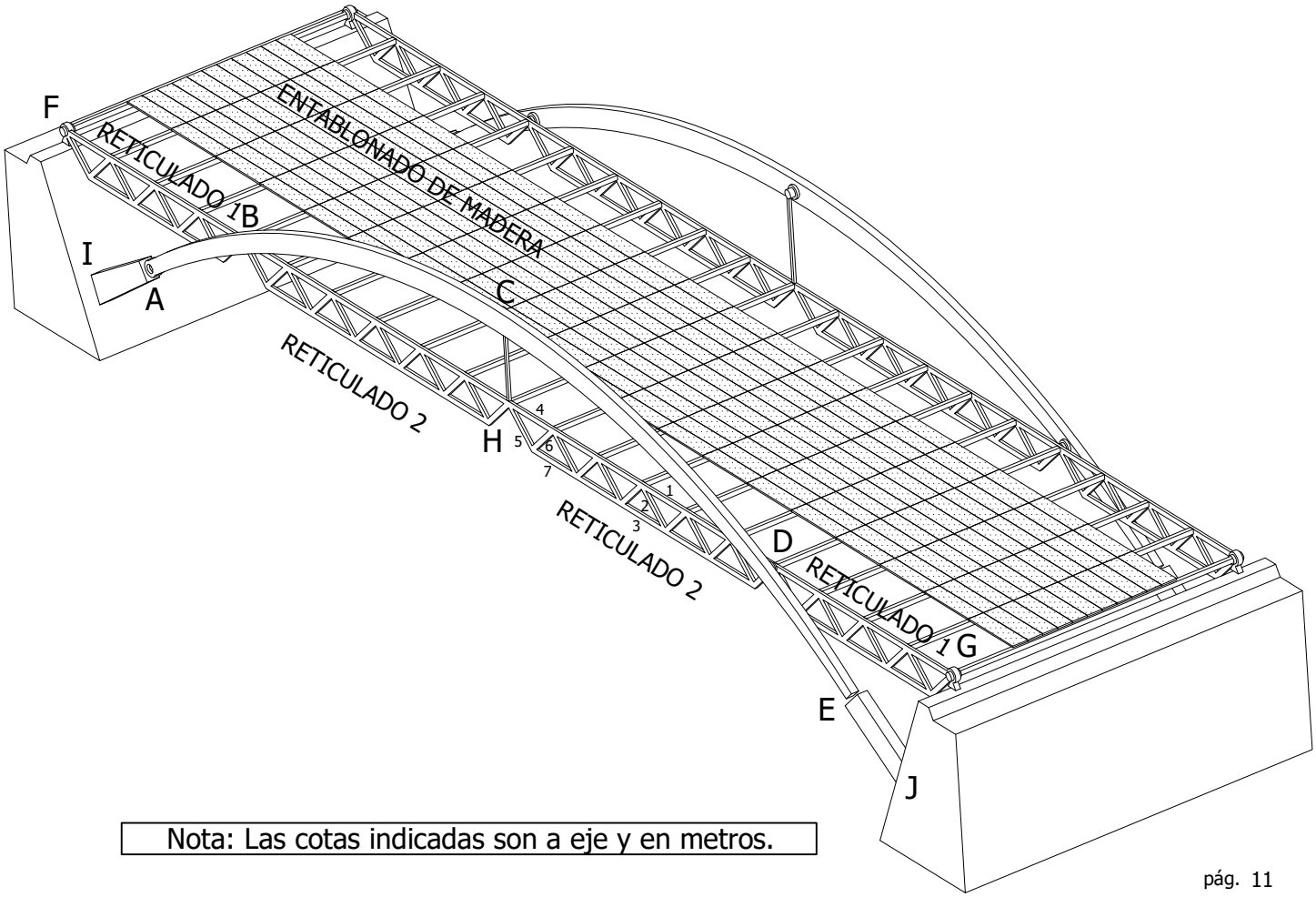
$I^4_{(cm)} > \frac{5 x\ q_{(daN.cm)} x\ l^4_{(cm)}}{384 x\ E_{(daN/cm^2)} x\ f_{real}} \Rightarrow I_{(cm)} > \frac{5 x\ 1.2 x\ 180^4}{384 x 110000 x 0.6} \Rightarrow I_{(cm)} = \frac{b.h^3}{12} \Rightarrow 248,5 = \frac{100.h^3}{12} \Rightarrow \sqrt[3]{\frac{248,5.12}{100}} = h$

Dados los gráficos adjuntos de una pasarela peatonal a sobrenivel de una ruta vehicular, se pide:

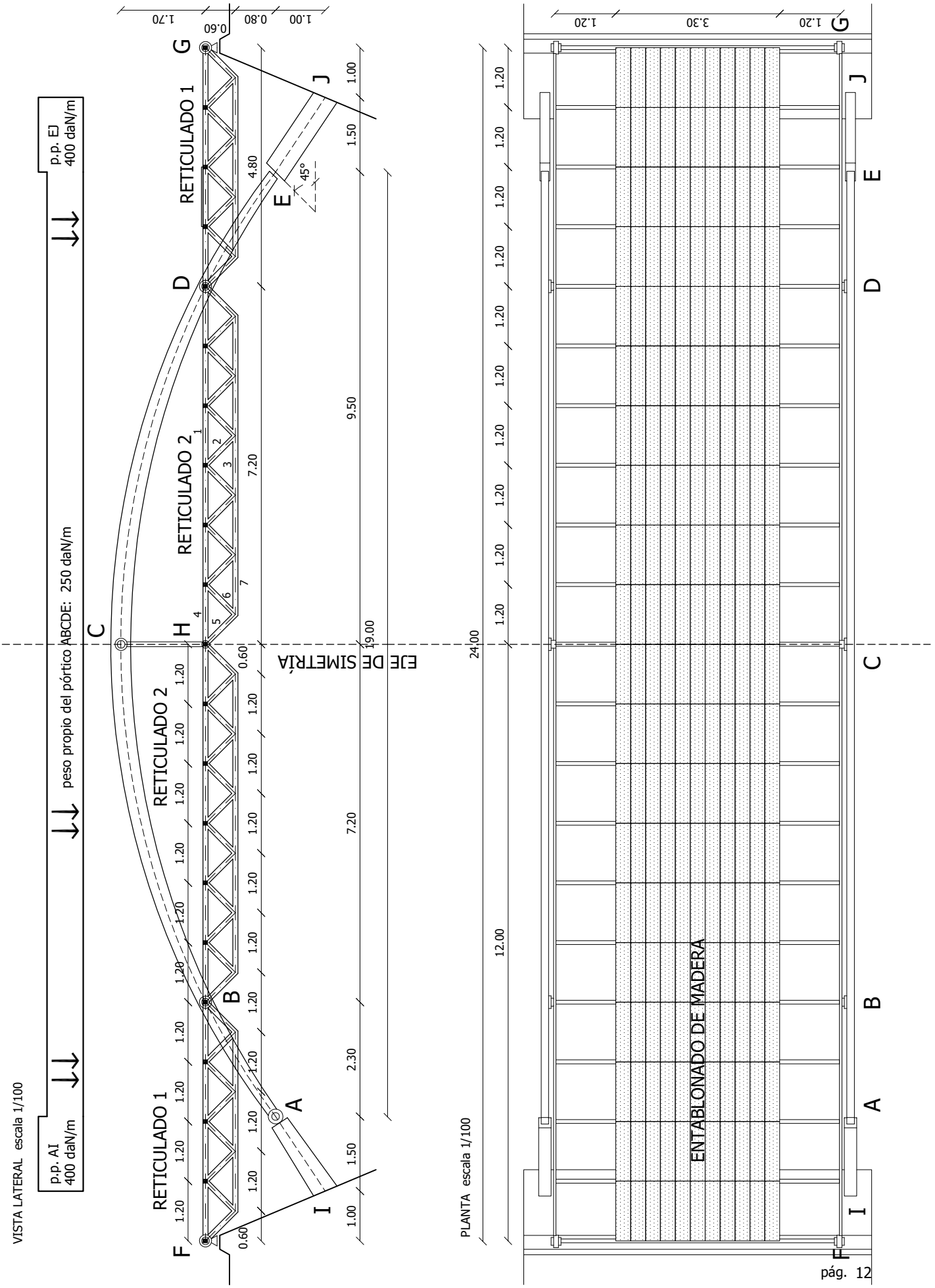
1. Diagramas de solicitaciones de los distintos tipos de correa que sostienen el entablonado de madera.
2. Dimensionado de las mismas con una escuadría de madera, según la más comprometida de ellas.
3. Determinar esfuerzos en las barras 1, 2 y 3 del RETICULADO 2 según el método de Cullmann.
4. Determinar esfuerzos en las barras 4, 5, 6 y 7 del RETICULADO 2 según el método de los nudos.
5. Dimensionar dichas barras con una combinación de 2 perfiles normales C ([ ]), según la más comprometida.
6. Diseñar el tensor CH con una varilla de sección circular de acero común, y determinar su alargamiento.
7. Completar las acciones sobre el pórtico ABCDE (en gráfico adjunto se indica su peso propio).
8. Equilibrio global de dicho pórtico.
9. Hallar resultante izquierda y solicitaciones en la sección C, a la izquierda y a la derecha del amarre del tensor CH.
10. Completar acciones sobre el soporte EJ y resolver su equilibrio global (en gráfico adjunto se indica su peso propio).

DATOS AUXILIARES:

Carga total sobre el entablonado de madera: 450 daN/m2
Tensión normal de dimensionado del acero común: 1400 daN/cm2
Módulo de elasticidad del acero común: 2.100.000 daN/cm2
Tensión normal de dimensionado de la madera: 110 daN/cm2
Tensión tangencial de dimensionado de la madera: 6 daN/cm2
Módulo de elasticidad de la madera: 105.000 daN/cm2

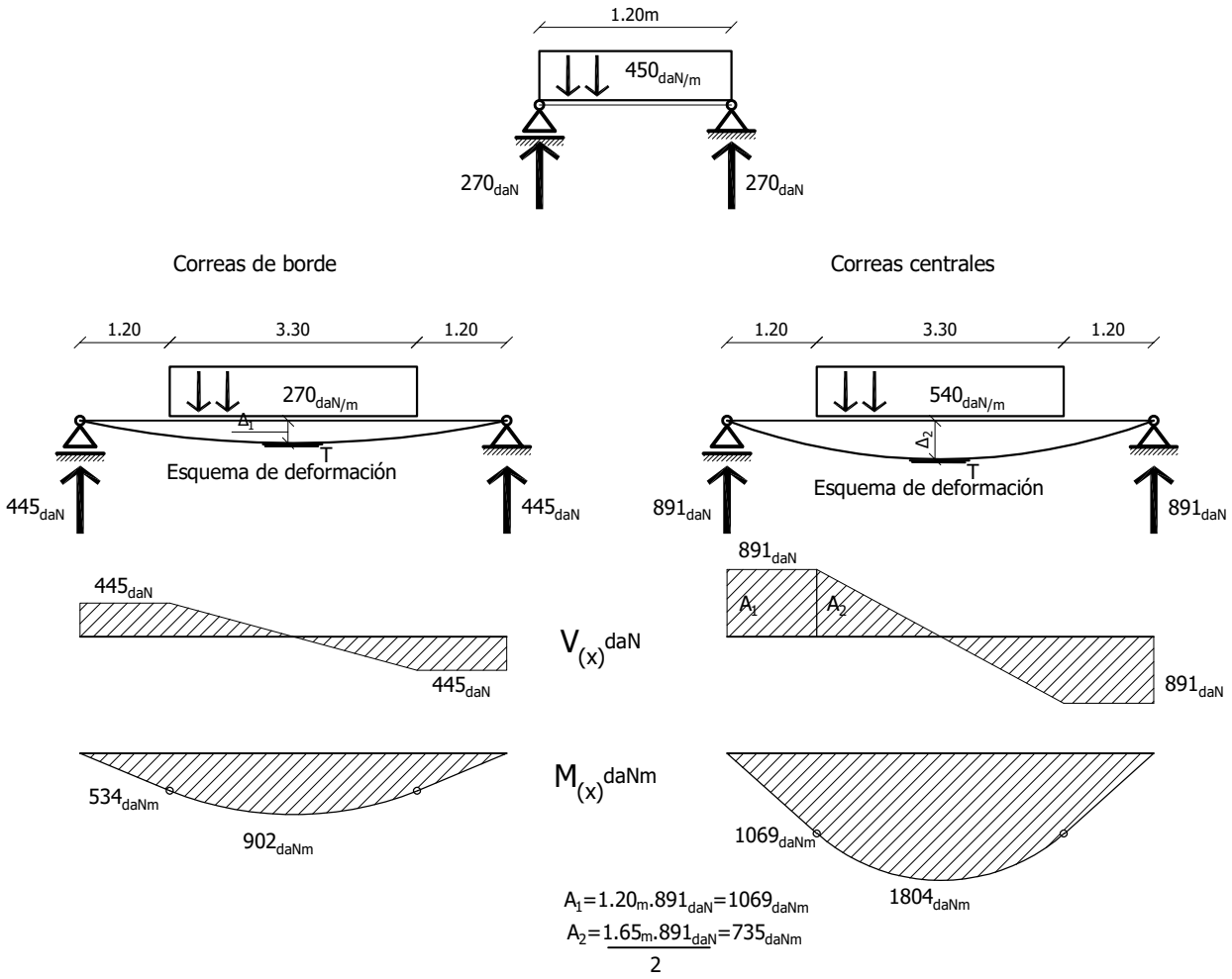


Nota: Las cotas indicadas son a eje y en metros.



VISTA LATERAL escala 1/100
p.p. AI
400 daN/m
p.p. EJ
400 daN/m
peso propio del pórtico ABCDE: 250 daN/m
RETICULADO 1
RETICULADO 2
RETICULADO 2
RETICULADO 1
EJE DE SIMETRÍA
45°
PLANTA escala 1/100
ENTABLONADO DE MADERA

1. Diagramas de solicitaciones de los distintos tipos de correa que sostienen el entablonado de madera.

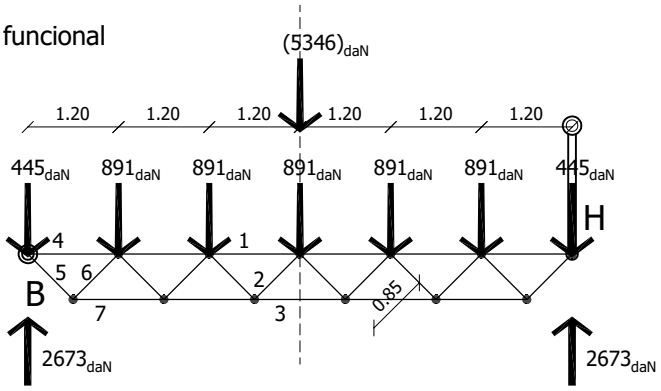


2. Dimensionado de las mismas con una escuadría de madera, según la más comprometida de ellas.

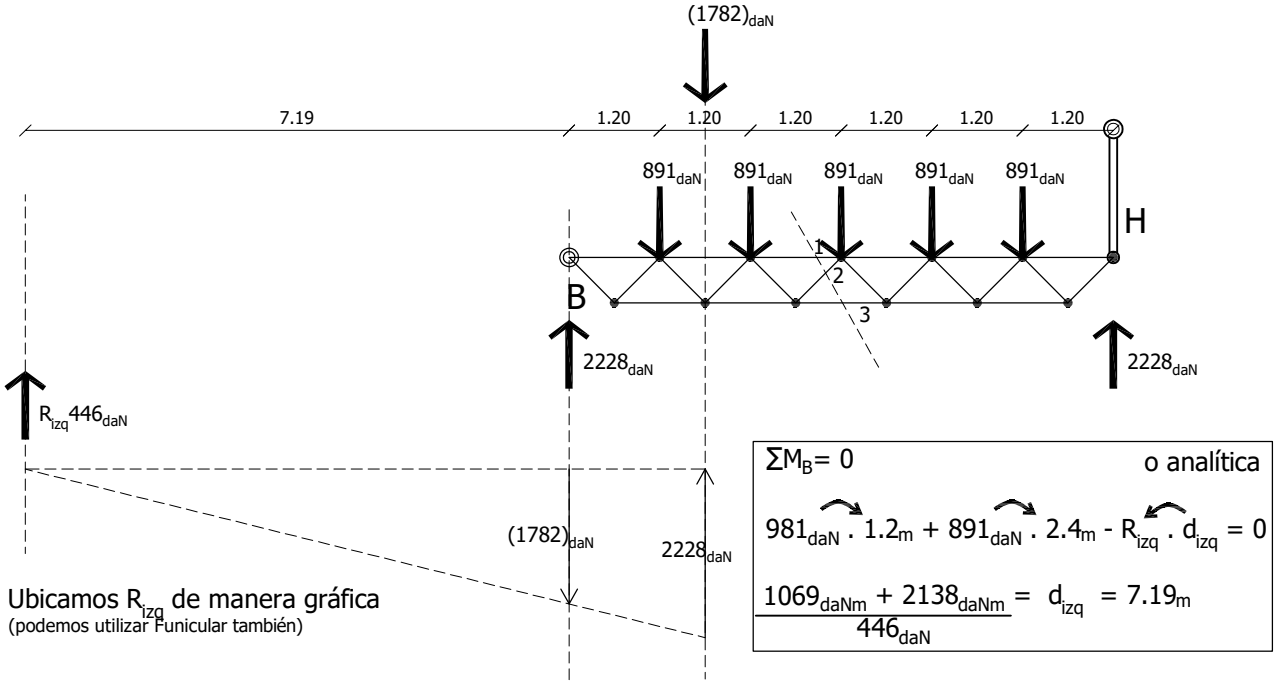
3 Verificaciones:		
$\sigma_{adm} > \frac{M_{máx}}{W_{res}}$	$\zeta_{adm} > \frac{V_{máx}}{\frac{2}{3}\text{ Área}}$	$def_{adm} > def_{máx}$
$W_{res} > \frac{180400\ daNcm}{110\ daN/cm^2}$ $W_{res} = 1640 cm^3$ Vamos a buscar 2 escuadrías cada una con $W_{res} > 820 cm^3$ Seleccionamos 2 escuadrías de dimensiones (4x10)´´ con las siguientes características geométricas: $I = 24216 cm^4$ $Á = 480 cm^2$	$6\ daN/cm^2 > \frac{891\ daN}{320 cm^2}$ $6\ daN/cm^2 > 2.8\ daN/cm^2$	$def_{adm} = \frac{575 cm}{300} = 1.92 cm$ $def_{máx}$ = elijo en tabla de flechas según el caso $def_{máx} = \frac{5.4 \cdot 165 \cdot 570^3}{24 \cdot 1.05x10^5 \cdot 24216} \cdot \left[1 - \frac{165^2}{570^2}\left(2 - \frac{165^2}{570^2}\right)\right]$ $def_{máx} = 2.27 cm$ $1.92 cm \not> 2.27 cm$ Hay que redimensionar $\frac{Z_{real}}{Z_{adm}} = \frac{2.27}{1.92} = 1.18 \Rightarrow$ $\Rightarrow I_x = 1{,}18 \cdot 24216 cm^4 = 28575 cm^4$

3. Determinar esfuerzos en las barras 1, 2 y 3 del RETICULADO 2 según el método de Cullmann.

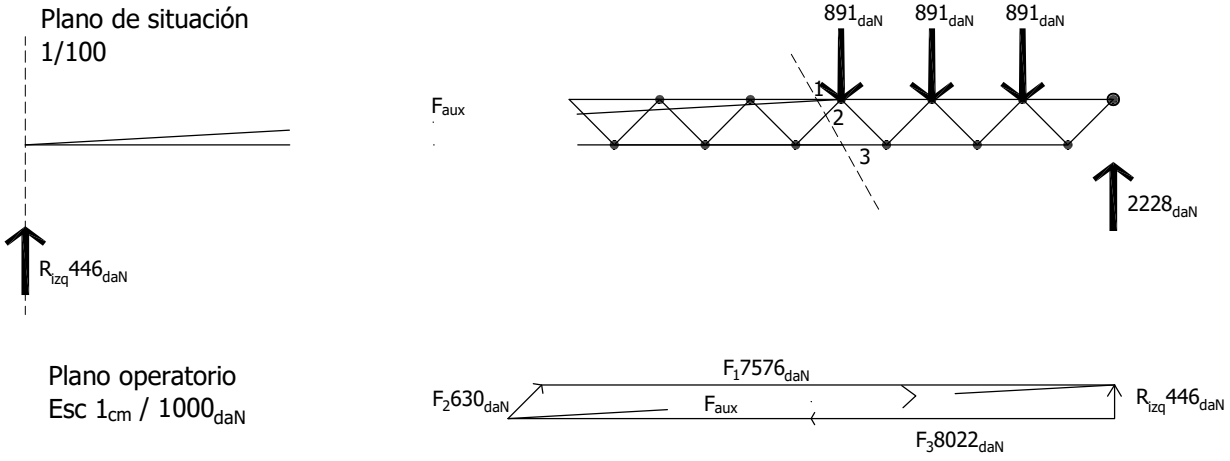
3.1 Asegurar el equilibrio de la unidad funcional



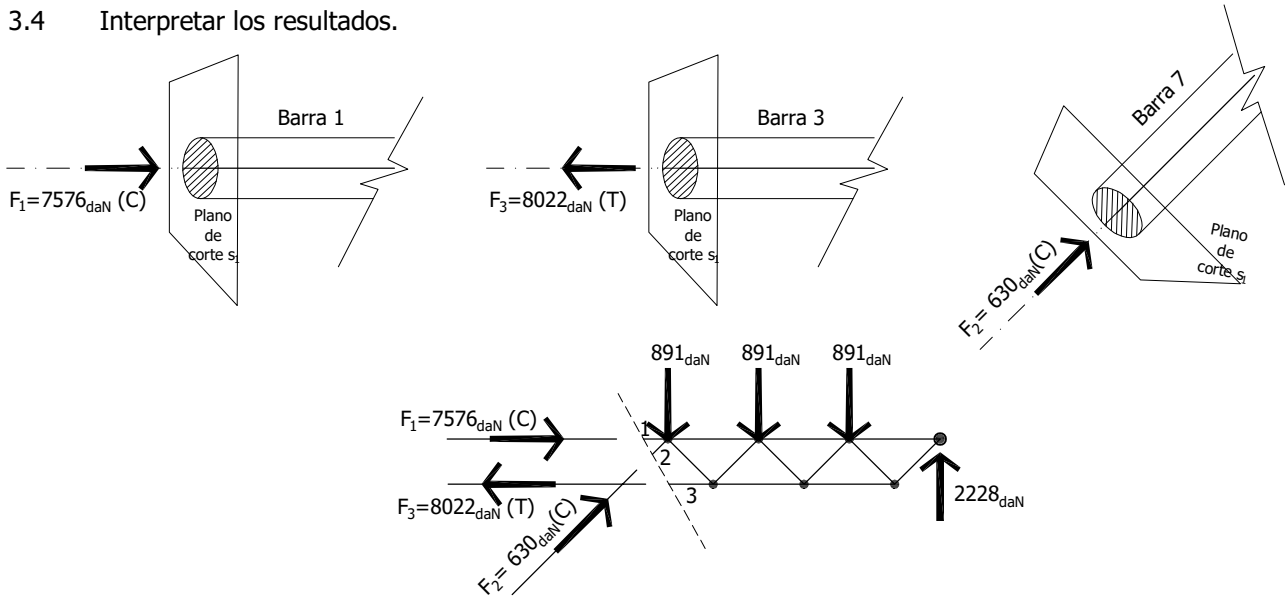
3.2 Ubico resultante de fuerzas a la izq de sección de estudio.



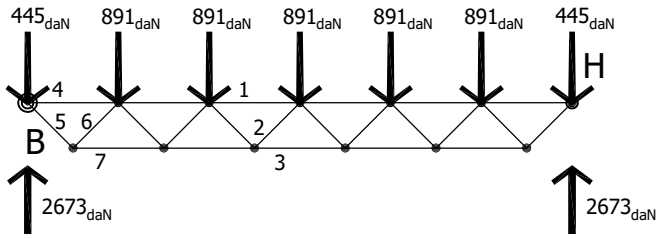
3.3 Descompongo la Resultante izq en la direccion de las barras.



3.4 Interpretar los resultados.

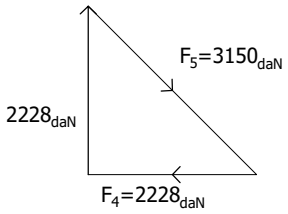


4. Determinar esfuerzos en las barras 4, 5, 6 y 7 del RETICULADO 2 según el método de los nudos.

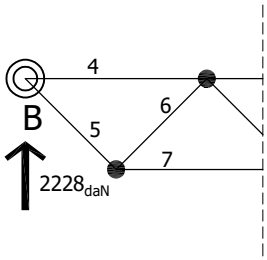


4.1 Resolver el equilibrio en el nudo donde lleguen dos barras.

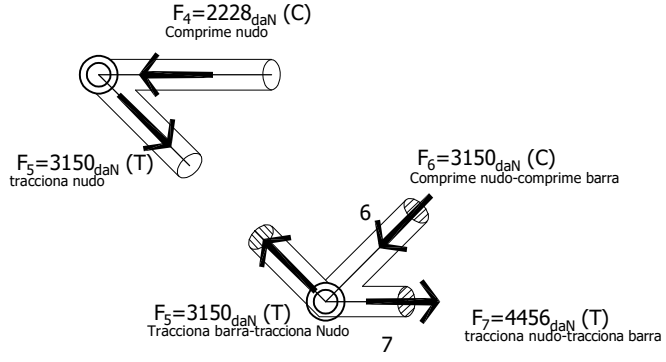
Plano operatorio
Esc 1$_{cm}$ / 1000$_{daN}$



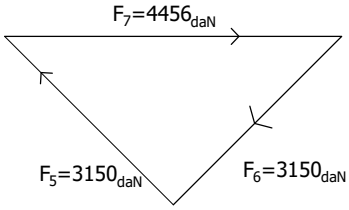
Plano de situación
1/100



4.2 Interpretar resultados y seguir con siguiente nudo



Plano operatorio
Esc 1$_{cm}$ / 1000$_{daN}$



5. Dimensionar dichas barras con igual perfil normal [ ] de acero (2PNC), según la más comprometida.

Barra	Traccion	Compresión	Longitud	Cuantía
1	————	$F_1=7576_{daN}$ (C)	120 cm	2PNU 50_{mm}
2	————	$F_2= 630_{daN}$(C)	85 cm	2PNU 50_{mm}
3	$F_3=8022_{daN}$ (T)	————	————	2PNU 50_{mm}
4	————	$F_4=2228_{daN}$ (C)	120 cm	2PNU 50_{mm}
5	$F_5=3150_{daN}$ (T)	————	————	2PNU 50_{mm}
6	————	$F_6=3150_{daN}$ (C)	120 cm	2PNU 50_{mm}
7	$F_7=4456_{daN}$ (T)	————	————	2PNU 50_{mm}

5.1 Barras 3. Barra más comprometida a Tracción.

$$\sigma_{adm} > \frac{F_{máx}}{Área} \qquad Área > \frac{8020_{daN}}{1400_{daN/cm^2}} = 5.73_{cm^2}$$

2PNU 30_{mm}
Área=10.88_{cm^2}

5.1 Barra 1. Barra más comprometida a Compresión.

$$\frac{l_p}{i_{min}} = \lambda \Rightarrow \frac{120_{cm}}{1.08_{cm}} = 111 \Longrightarrow \lambda=111 \Rightarrow \omega = 2.11$$

$$A_{min} = \frac{Axil \cdot \omega}{\sigma_{max}} \Rightarrow \frac{1400_{daN/cm^2}}{2.11} > \frac{7576_{daN}}{10.88_{cm^2}}$$

$663_{daN/cm^2} \not> 696_{daN/cm^2}$

NO CUMPLE: Se prueba con 2PNU 50m. PNU de 40 mm no se consigue facilmente en plaza.

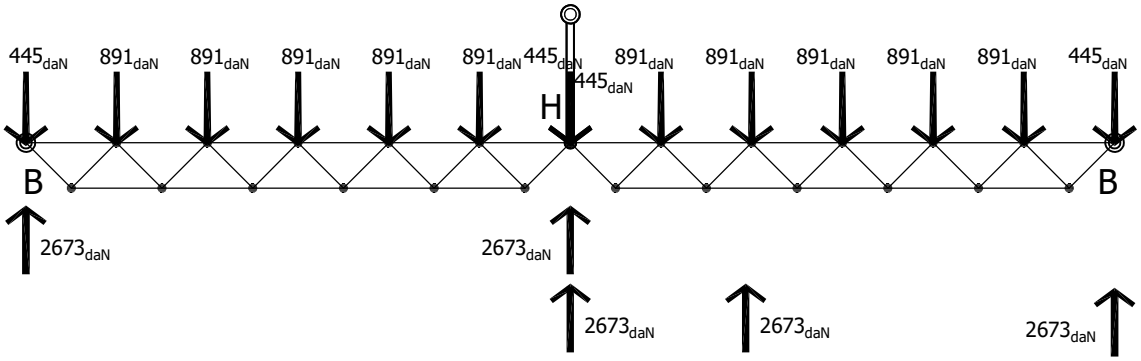
$$\frac{L_p}{i_{min}} = \lambda \Rightarrow \frac{120_{cm}}{1.92_{cm}} = 62.5 \Longrightarrow \lambda=63 \Rightarrow \omega = 1.33$$

$$A_{min} = \frac{Fuerza \cdot \omega}{\sigma_{max}} \Rightarrow \frac{1400_{daN/cm^2}}{1.33} > \frac{7576_{daN}}{14.24_{cm^2}}$$

$1052_{daN/cm^2} > 532_{daN/cm^2}$

2PNU 50_{mm}
Área=14.24_{cm^2}

6. Diseñar el tensor CH con una varilla de sección circular de acero común, y determinar su alargamiento.



Barra	Traccion	Longitud	Variación
Tensor	5346_{daN}	170 cm	

Cuantía
2PNU 50_{mm}

$$\sigma_{adm} > \frac{F_{máx}}{Área} \qquad Área > \frac{5346_{daN}}{1400_{daN/cm^2}} = 3.82_{cm^2}$$

$$Área = \pi . r^2$$

$$3.82_{cm^2} = 3.14 . r^2$$

$$\frac{3.82_{cm^2}}{3.14} = r^2 \qquad \sqrt{\frac{3.82_{cm^2}}{3.14}} = r \quad \Rightarrow \quad r = 1.1_{cm}$$

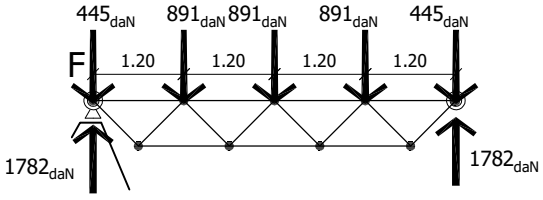
Barra de sección circular D-25mm

$$\Delta L = \frac{F . L}{A.E} \qquad \Delta L = \frac{5346_{daN} . 170_{cm}}{4.9_{cm^2} . 2.1x10^6}$$

$$\Delta L = 0.01_{cm}$$

7. Completar las acciones sobre el pórtico ABCDE (en gráfico adjunto se indica su peso propio).

7.1 El RETICULADO 1 se encuentra apoyado en el pórtico, pero también tiene como apoyo el punto F que no pertenece al pórtico.



ESTRUCTURAS I

PLANTEO EJERCICIO Nº 2

Referencias: capítulo 1 - est. reticuladas

8. Equilibrio Global de dicho pórtico,
9. Hallar resultante izquierda y solicitaciones en la sección C, a la izquierda y a la derecha del amarre del tensor CH.

Plano de situación
1/100

Plano operatorio pórtico
Esc 1cm / 10000daN

Plano operatorio R_{izq} C_1 y C_2
Esc 1cm / 5000daN

10. Completar acciones sobre el soporte EJ y resolver su equilibrio global (en gráfico adjunto se indica su peso propio).

Plano operatorio R_{izq} C_1 y C_2
Esc 1cm / 5000daN

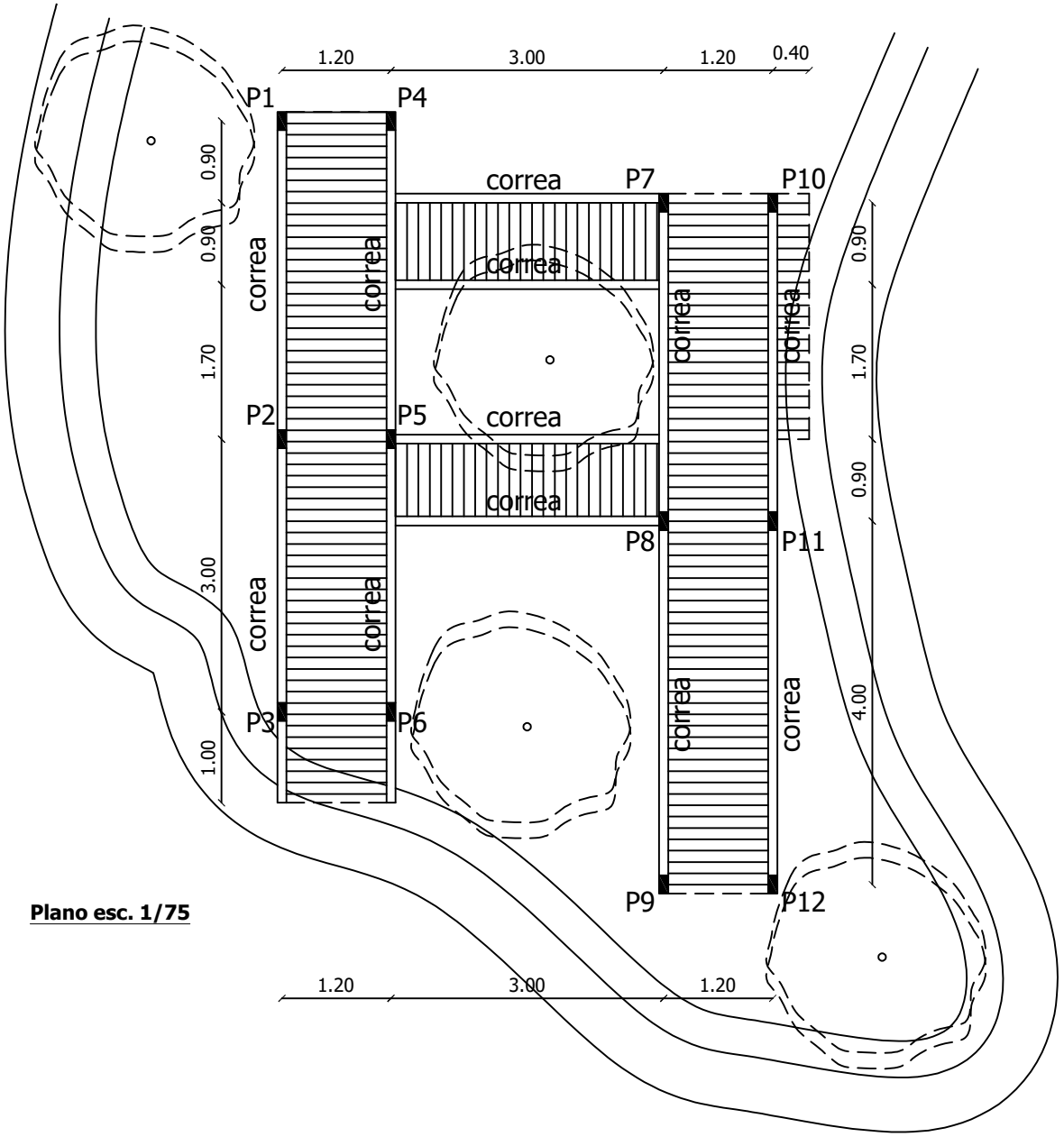
Plano de situación
1/100

Se planifica la construcción de un entrepiso de madera en un entorno natural, con escuadrías de sección rectangular para las correas y un entablonado para el plano horizontal.

Se pide:
1- Graficar el modelo funcional de la estructura.
2- Hallar el espesor mínimo necesario para el entablonado.
3- Determinar los diagramas de solicitaciones de las correas y dimensionarlas con una misma sección, de acuerdo a las situaciones más desfavorables. Los tramos contiguos se considerarán como discontinuos sobre los apoyos.

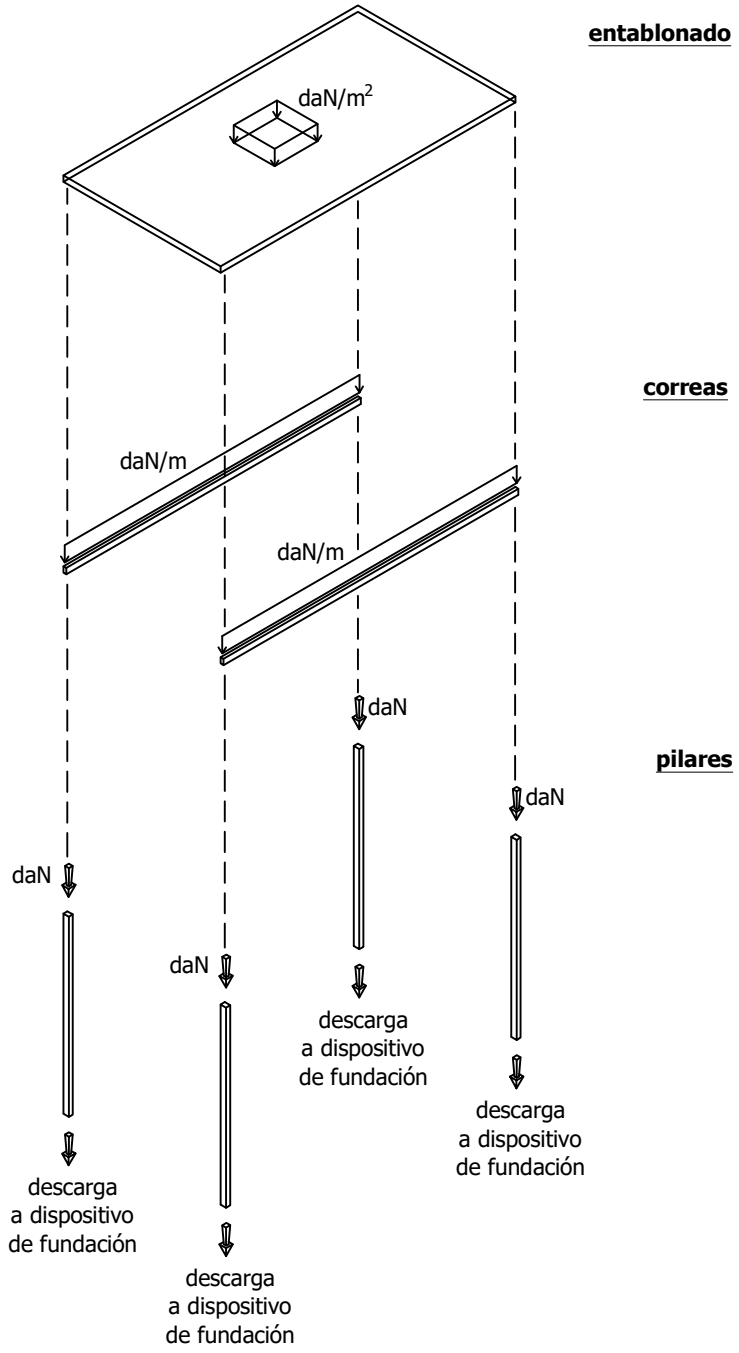
DATOS AUXILIARES:

- Sobrecarga o carga de uso: 400 daN/m^2
- Tensión normal de dimensionado de la madera: 110 daN/cm^2
- Tensión tangencial de dimensionado de la madera: 5 daN/cm^2
- Módulo de elasticidad de la madera: 110.000 daN/cm^2



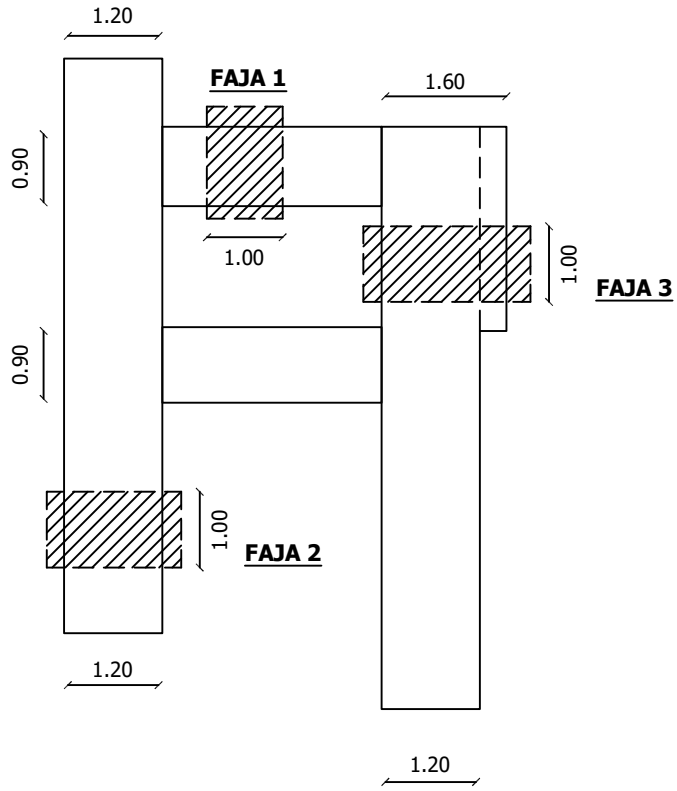
MODELO FUNCIONAL:

Los distintos paños de entablonado soportan una carga superficial distribuida uniformemente, que incluye su peso propio y la sobrecarga de uso del entrepiso, y descargan linealmente sobre las correas. Estas, a su vez, transmiten a los pilares descargas que se modelizarán como puntuales.
Debido a la modulación de los apoyos y del entrepiso algunas correas descargan directamente sobre pilares, mientras que otras descargan sobre los tramos de otras correas.
Los pilares transmiten cargas puntuales a los dispositivos de fundación.

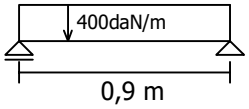


ENTABLONADO:

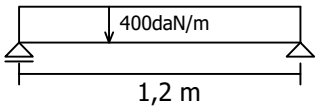
Teniendo en cuenta las separaciones entre los apoyos y la existencia de sectores en ménsula, se pueden definir tres fajas distintas de entablonado.
Como la carga total sobre todo el entrepiso es uniforme, determinamos la carga sobre las distintas fajas de 1 metro de ancho del siguiente modo: 400 daN/m^2 x 1 m = 400 daN/m



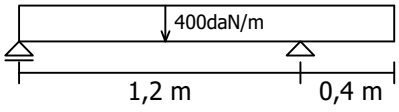
Faja 1:



Faja 2:

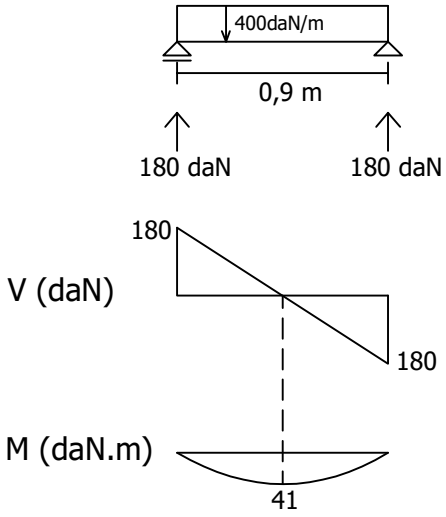


Faja 3:

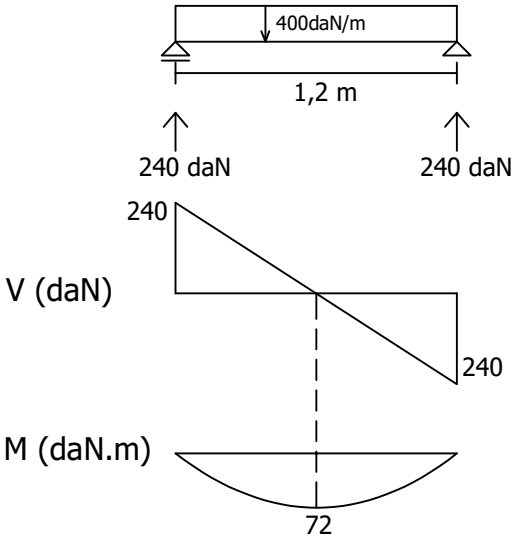


Si bien para dimensionar el entablonado con un espesor constante se podría restringir el análisis a las situaciones más desfavorables, es necesario resolver el equilibrio de las tres fajas para determinar las cargas actuantes sobre todas las correas. A continuación, se determinan los diagramas de solicitaciones de las tres fajas a efectos de ilustrar la resolución de distintos casos.

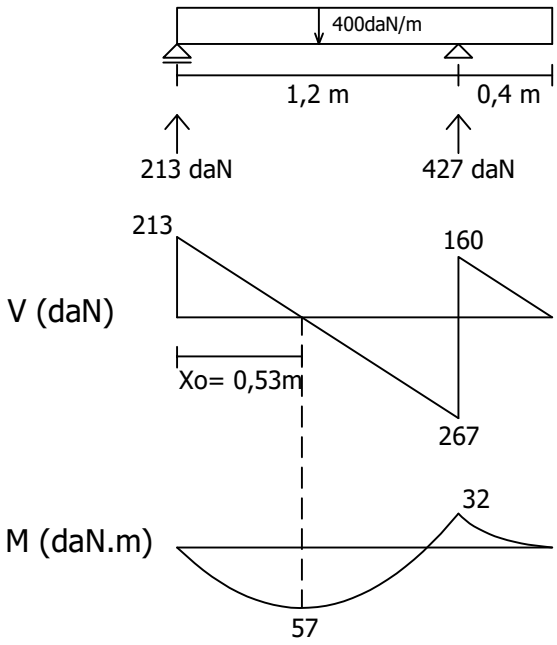
Faja 1:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



Faja 2:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



Faja 3:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



Dimensionado del entablonado:
Es posible seguir diferentes procedimientos para calcular el espesor del entablonado. En este caso, se opta por despejar el espesor necesario en las distintas ecuaciones de verificación de tensiones y de deformaciones.

Características geométricas de las secciones de las fajas de entablonado (b es el ancho y h la altura o espesor):

Área= b.h $\qquad$ $W_x = \frac{b.h^2}{6}$ $\qquad$ $I_x = \frac{b.h^3}{12}$

La única incógnita es el espesor (h), dado que el ancho de la faja es de 1 metro ó 100 centímetros.

Dimensionado del entablonado:

Tensiones rasantes:
$V_{máx}$: 267daN (faja 3)
T_d: 5 daN/cm^2

$T_d \geq T_{máx}$

$$T_d \geq \frac{3.V}{2.Área_{nec}}$$

$$T_d \geq \frac{3.V}{2.(b.h)} \quad \rightarrow \quad h \geq \frac{3.V}{(2\ .\ b\ .\ T_d)}$$

$$h \geq \frac{3 \text{ x } 267 \text{ daN}}{(2 \text{ x } 100\text{cm x } 5 \text{ daN/cm}^2)}$$

$h \geq 0{,}80$ cm

Tensiones normales:
$M_{máx}$: 72daNm (faja 2)
σ_d= 80 daN/cm^2

$$\sigma_d \geq \frac{Mf}{Wx_{nec}}$$

$$\sigma_d \geq \frac{Mf}{\frac{b.h^2}{6}} \quad \rightarrow \quad h \geq \sqrt{\frac{Mf}{(b.\sigma_d)}}$$

$$h \geq \sqrt{\frac{6 \text{ x } 7200\text{daNcm}}{(100\text{cm x } 110\text{daN/cm}^2)}}$$

$h \geq 1{,}98$ cm

Verificación de deformaciones:

$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

Z_{adm}= L / 300 → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento secundario en la estructura.

Deformación de tramo:
$Z_{máx}$ se dará en la faja 2.

Z_{adm}= 120cm / 300
Z_{adm}= 0,4 cm

Ecuación de deformada:

$$Z_{máx} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot \left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right)}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{5 \times 4{,}00\ daN/cm \times (120\ cm)^4 \times 12}{384 \times 110.000\ daN/cm^2 \times 100cm \times 0{,}4cm}}$$

h ≥ 3,09 cm

Deformación de ménsula (faja 3):

Z_{adm}= 40cm / 300
Z_{adm}= 0,133 cm

Ecuación de deformada:

$$Z_{máx} = \frac{p \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I} = \frac{p \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot \left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right)}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{4{,}00\ daN/cm \times (40\ cm)^4 \times 12}{8 \times 110.000\ daN/cm^2 \times 100cm \times 0{,}133cm}}$$

h ≥ 2,19 cm

Del desarrollo anterior obtenemos que:

Tensiones rasantes (faja 3):
$h_{nec} \geq 0{,}80$ cm

Tensiones normales (faja 2):
$h_{nec} \geq 1{,}98$ cm

Deformación de tramo (faja 2):
$h_{nec} \geq 3{,}09$ cm

Deformación de ménsula (faja 3):
$h_{nec} \geq 2{,}19$ cm

El espesor mínimo del entablonado, en este caso, se deduce a partir de la deformación del tramo, y debe ser mayor o igual a 3,09cm
Las dimensiones de las escuadrías y las tablas de madera, en el mercado, suelen especificarse en pulgadas. Para hacer la conversión de unidades, recordemos que 1 pulgada equivale a 2,54 cm.

$$h_{nec} = \frac{3{,}09\text{cm}}{2{,}54}$$

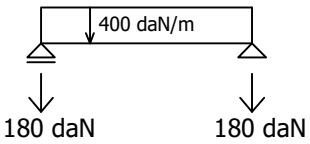
$h_{nec} = 1{,}22$ pulgadas $= 1\,\frac{1}{4}$ "

A efectos de la resolución del ejercicio, es indiferente la unidad con la que se expresen los resultados. Pero es conveniente familiarizarse con las unidades que habitualmente se utilizan en el mercado para la denominación de las dimensiones de las piezas de distintos materiales.

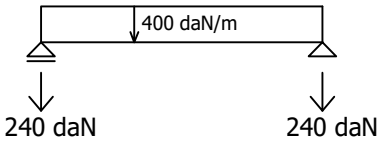
CORREAS:

Primeramente, es necesario determinar las descargas de las distintas fajas de 1 metro de ancho de entablonado sobre las correas:

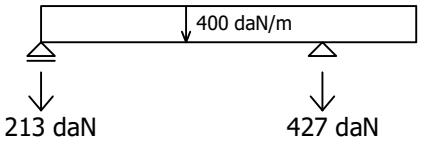
Faja 1:



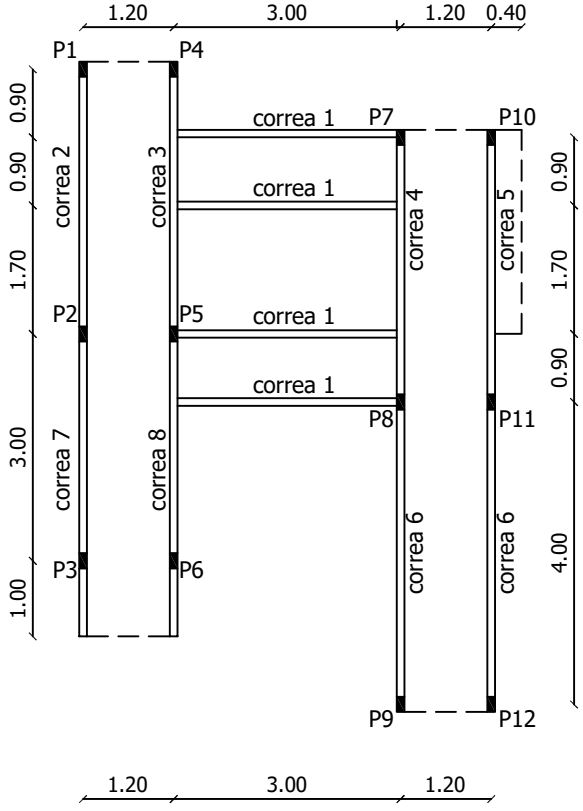
Faja 2:



Faja 3:

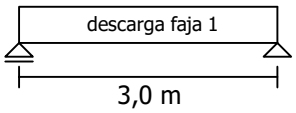


A continuación, se identifican los distintos tipos de correa a partir de la geometría, los apoyos y las cargas actuantes.

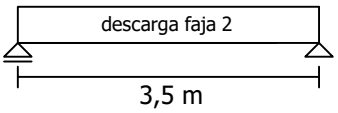


Se grafican, a continuación, los esquemas de los ocho tipos de correa identificados:

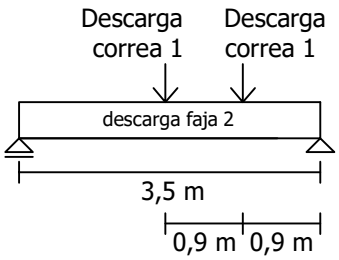
Correa 1:



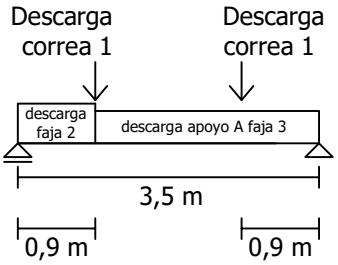
Correa 2:



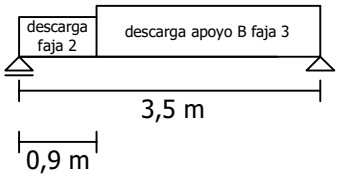
Correa 3:



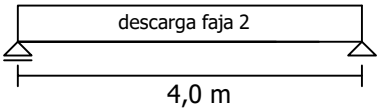
Correa 4:



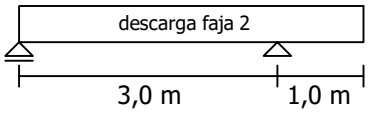
Correa 5:



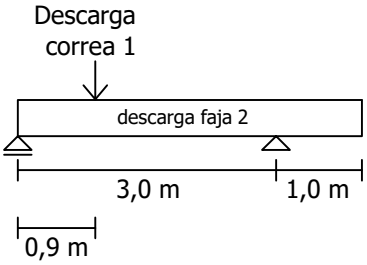
Correa 6:



Correa 7:

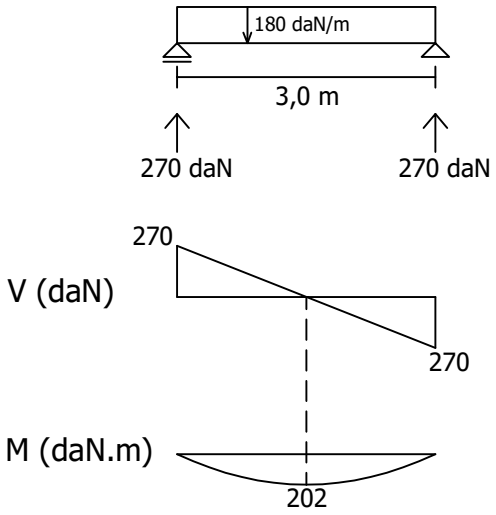


Correa 8:

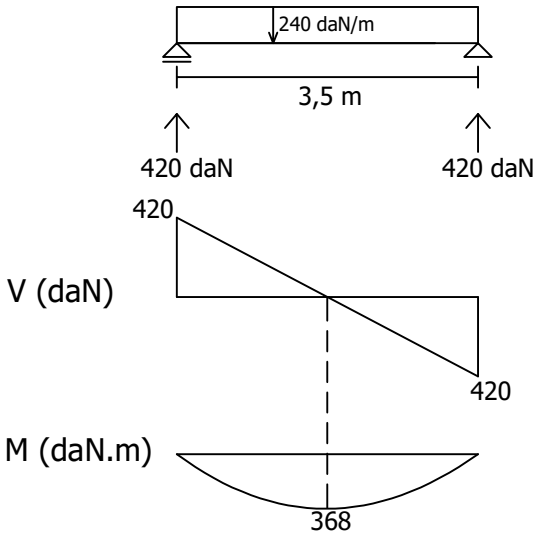


No se consideraron en estos esquemas las descargas de una correa sobre otra, cuando ocurren directamente sobre los apoyos (los pilares). Si se continuara con el estudio de los pilares sería necesario identificar, para cada elemento, todas las descargas transmitidas por las vigas.

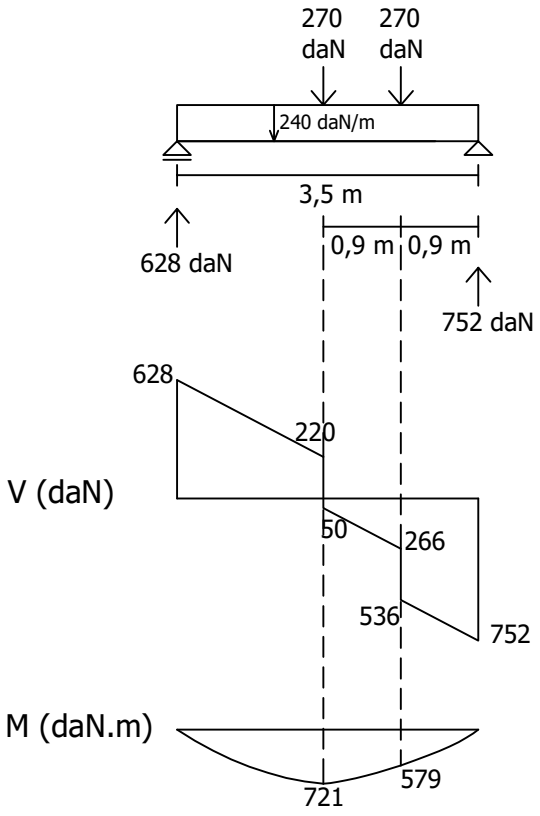
Correa 1:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



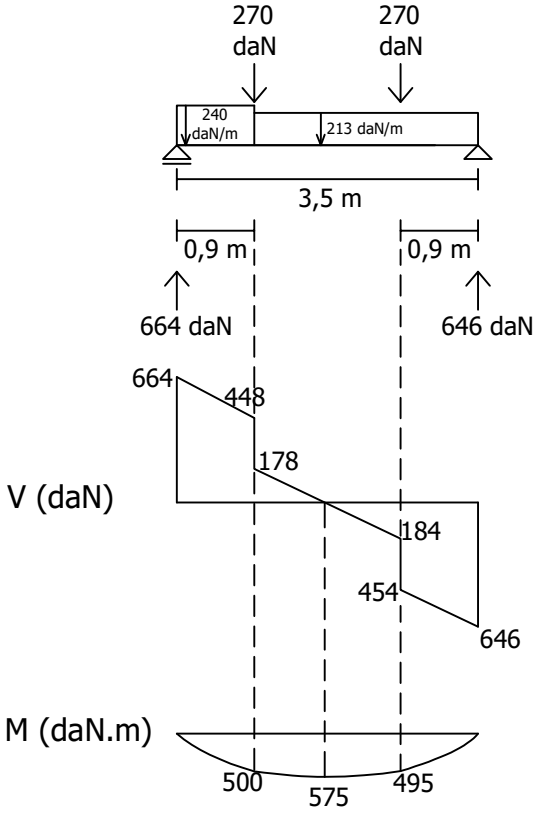
Correa 2:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



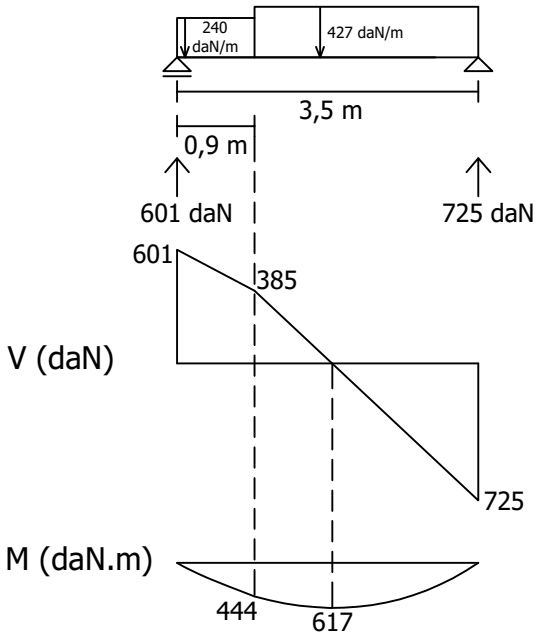
Correa 3:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



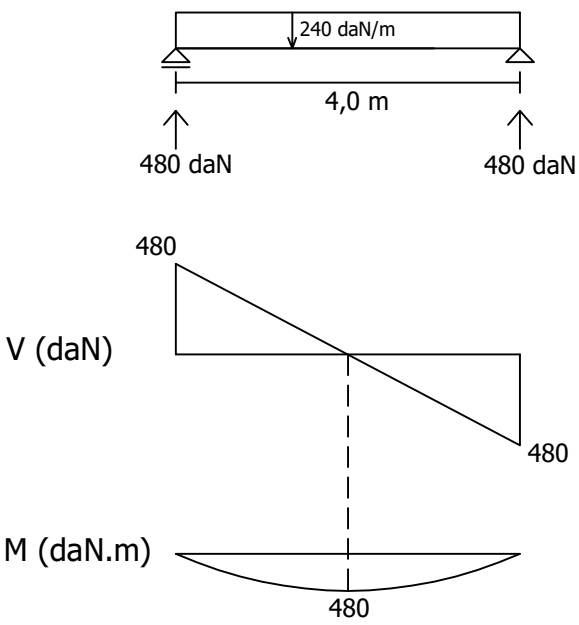
Correa 4:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



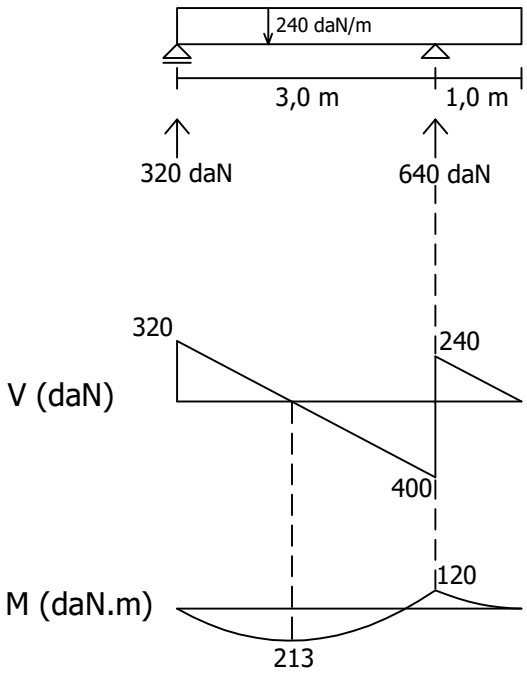
Correa 5:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



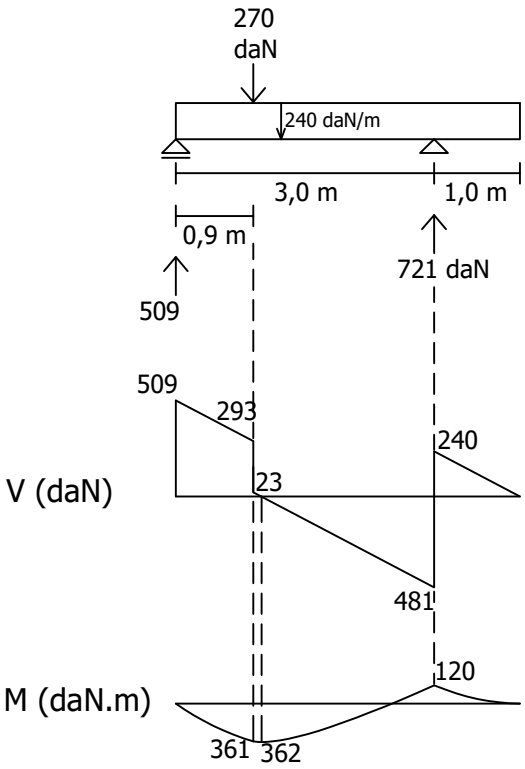
Correa 6:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



Correa 7:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



Correa 8:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



Dimensionado de las correas:
Todas las correas se dimensionarán con una misma escuadría. Por lo tanto, es necesario comparar los diferentes diagramas de solicitaciones para encontrar los valores máximos.

Tensiones normales:
σ_d= 110 daN/cm^2
Momento máx.: 721 daN.m (Correa 3)

$$\sigma_d \geq \frac{Mf}{Wx_{nec}} \rightarrow Wx_{nec} \geq \frac{Mf}{\sigma_d}$$

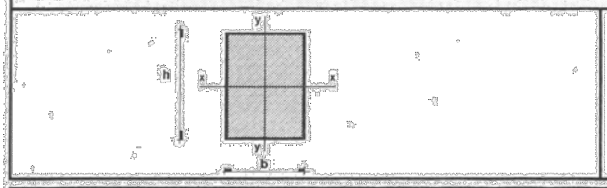
$$Wx_{nec} \geq \frac{72100 \text{ daNcm}}{110 \text{ daN/cm}^2}$$

$$Wx_{nec} \geq 655 \text{ cm}^3$$

En la tabla de escuadrías de madera elegimos una sección con un módulo resistente (Wx) mayor o igual al mínimo necesario que calculamos. Debemos verificar, además, que la relación entre el ancho y la altura de la sección sea menor a 1:3.

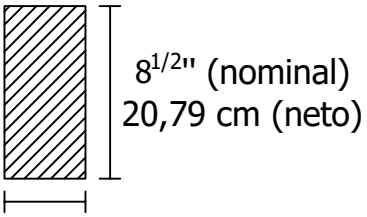
Tabla 7.2.1. pág 85

Caracteristicas geometricas de elementos estructurales
ESCUADRIAS DE MADERA



b,h,nominal	pulgadas
b,h,bruto	mm
b,h,neto	mm
A	cm2
Ix,Iy	cm4
Wx,Wy	cm3
ix,iy	cm

b x h nominal	b x h bruto	b neto	h neto	A	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy
3 x 2 1/2	76.2x63.5	72.2	59.5	42.96	126.74	42.60	1.718	186.62	51.69	2.084
3 x 3	76.2x76.2	72.2	72.2	52.13	226.45	62.73	2.084	226.45	62.73	2.084
3 x 3 1/2	76.2x88.9	72.2	84.9	61.30	368.20	86.74	2.451	266.28	73.76	2.084
3 x 4	76.2x101.6	72.2	97.6	70.47	559.38	114.63	2.817	306.11	84.80	2.084
3 x 4 1/2	76.2x114.3	72.2	110.3	79.64	807.39	146.40	3.184	345.94	95.83	2.084
3 x 5	76.2x127.0	72.2	119.0	85.92	1013.90	170.40	3.435	373.23	103.39	2.084
3 x 5 1/2	76.2x139.7	72.2	131.7	95.09	1374.40	208.72	3.802	413.06	114.42	2.084
3 x 6	76.2x152.4	72.2	144.4	104.26	1811.58	250.91	4.168	452.90	125.46	2.084
3 x 6 1/2	76.2x165.1	72.2	157.1	113.43	2332.84	296.99	4.535	492.73	136.49	2.084
3 x 7	76.2x177.8	72.2	169.8	122.60	2945.57	346.95	4.902	532.56	147.52	2.084
3 x 7 1/2	76.2x190.5	72.2	182.5	131.77	3657.17	400.79	5.268	572.39	158.56	2.084
3 x 8	76.2x203.2	72.2	195.2	140.93	4475.02	458.51	5.635	612.22	169.59	2.084
3 x 8 1/2	76.2x215.9	72.2	207.9	150.10	5406.54	520.11	6.002	652.06	180.62	2.084
3 x 9	76.2x228.6	72.2	220.6	159.27	6459.11	585.59	6.368	691.89	191.66	2.084
3 x 9 1/2	76.2x241.3	72.2	233.3	168.44	7640.12	654.96	6.735	731.72	202.69	2.084
3 x 10	76.2x254.0	72.2	246.0	177.61	8956.97	728.21	7.101	771.55	213.73	2.084
3 x 10 1/2	76.2x266.7	72.2	258.7	186.78	10417.06	805.34	7.468	811.38	224.76	2.084
3 x 11	76.2x279.4	72.2	271.4	195.95	12027.78	886.35	7.835	851.22	235.79	2.084
3 x 11 1/2	76.2x292.1	72.2	284.1	205.12	13796.52	971.24	8.201	891.05	246.83	2.084
3 x 12	76.2x304.8	72.2	296.8	214.29	15730.69	1060.02	8.568	930.88	257.86	2.084
4 x 2 1/2	101.6x63.5	97.6	59.5	58.07	171.32	57.59	1.718	460.98	94.46	2.817
4 x 3	101.6x76.2	97.6	72.2	70.47	306.11	84.80	2.084	559.38	114.63	2.817
4 x 3 1/2	101.6x88.9	97.6	84.9	82.86	497.73	117.25	2.451	657.77	134.79	2.817
4 x 4	101.6x101.6	97.6	97.6	95.26	756.17	154.95	2.817	756.17	154.95	2.817
4 x 4 1/2	101.6x114.3	97.6	110.3	107.65	1091.43	197.90	3.184	854.56	175.12	2.817
4 x 5	101.6x127.0	97.6	119.0	116.14	1370.60	230.35	3.435	921.97	188.93	2.817
4 x 5 1/2	101.6x139.7	97.6	131.7	128.54	1857.92	282.14	3.802	1020.36	209.09	2.817
4 x 6	101.6x152.4	97.6	144.4	140.93	2448.89	339.18	4.168	1118.76	229.25	2.817
4 x 6 1/2	101.6x165.1	97.6	157.1	153.33	3153.53	401.47	4.535	1217.15	249.42	2.817
4 x 7	101.6x177.8	97.6	169.8	165.72	3981.82	469.00	4.902	1315.55	269.58	2.817
4 x 7 1/2	101.6x190.5	97.6	182.5	178.12	4943.76	541.78	5.268	1413.94	289.74	2.817
4 x 8	101.6x203.2	97.6	195.2	190.52	6049.34	619.81	5.635	1512.34	309.90	2.817
4 x 8 1/2	101.6x215.9	97.6	207.9	202.91	7308.56	703.08	6.002	1610.73	330.07	2.817
4 x 9	101.6x228.6	97.6	220.6	215.31	8731.42	791.61	6.368	1709.12	350.23	2.817
4 x 9 1/2	101.6x241.3	97.6	233.3	227.70	10327.92	885.38	6.735	1807.52	370.39	2.817
4 x 10	101.6x254.0	97.6	246.0	240.10	12108.04	984.39	7.101	1905.91	390.56	2.817
4 x 10 1/2	101.6x266.7	97.6	258.7	252.49	14081.78	1088.66	7.468	2004.31	410.72	2.817
4 x 11	101.6x279.4	97.6	271.4	264.89	16259.16	1198.17	7.835	2102.70	430.88	2.817
4 x 11 1/2	101.6x292.1	97.6	284.1	277.28	18650.15	1312.93	8.201	2201.10	451.04	2.817
4 x 12	101.6x304.8	97.6	296.8	289.68	21264.75	1432.93	8.568	2299.49	471.21	2.817



Área: 202,91 cm^2

Wx: 703,08 cm^3

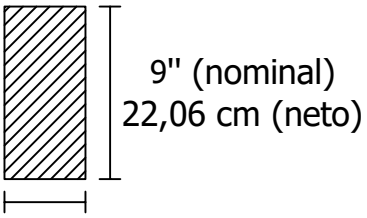
Ix: 7308,56 cm^4

Verificación de tensiones rasantes:
T_d= 5 daN/cm^2
Cortante máx. : 752 daN (Correa 3)

$$T_d \geq \frac{3.V}{2.\text{Área}} \rightarrow 5\ \text{daN/cm}^2 \geq \frac{3 \times 752\ \text{daN}}{2 \times 202{,}91\ \text{cm}^2}$$

5 daN/cm^2 ≥ 5,56 daN/cm^2 → No se cumple la inecuación, por lo tanto, no verifica.

Se deberá redimensionar, y proponer una sección con mayor área.



Área: 215,31 cm^2

Wx: 791,61 cm^3

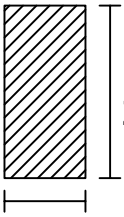
Ix: 8731,42 cm^4

Verificación de tensiones rasantes:
T_d= 5 daN/cm^2
Cortante máx. : 752 daN (Correa 3)

$$T_d \geq \frac{3.V}{2.\text{Área}} \rightarrow 5\ \text{daN/cm}^2 \geq \frac{3 \times 752\ \text{daN}}{2 \times 215{,}31\ \text{cm}^2}$$

5 daN/cm^2 ≥ 5,24 daN/cm^2 → No se cumple la inecuación, por lo tanto, no verifica.

Se seguirá verificando hasta que una sección cumpla que las tensiones rasantes máximas sean menores o iguales a las tensiones rasantes admisibles.



$9^{1/2}$'' (nominal)
23,33 cm (neto)

4'' (nominal)
9,76 cm (neto)

Área: 227,70 cm^2

Wx: 885,38 cm^3

Ix: 10327,92 cm^4

Verificación de tensiones rasantes:
T_d= 5 daN/cm^2
Cortante máx. : 752 daN (Correa 3)

$$T_d \geq \frac{3.V}{2.\text{Área}} \rightarrow 5\ \text{daN/cm}^2 \geq \frac{3 \times 752\ \text{daN}}{2 \times 227{,}70\ \text{cm}^2}$$

5 daN/cm^2 ≥ 4,95 daN/cm^2 → Verifica

Al aumentar el área de la sección también aumentó el módulo resistente (Wx), por lo que no es necesario realizar nuevamente la verificación de tensiones normales.

Verificación de deformaciones:

Flecha de tramo:

Es necesario identificar el tramo con mayores valores de deformaciones, el cual no siempre es evidente. Como existe una relación matemática entre las funciones de la elástica Z(x) y la curvatura K(x) = M(x) / E.I , es factible que los mayores valores de deformación se presenten en los tramos sometidos a mayores valores de momento flector.
En este ejercicio, la correa 3 es la que presenta un mayor valor de momento de tramo (721 daN.m). Por ello, podemos deducir que es la que presentará mayores valores de flecha de tramo.

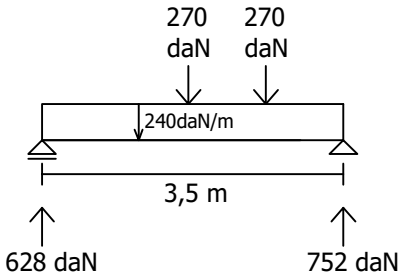
Flecha de tramo (Correa 3):

$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

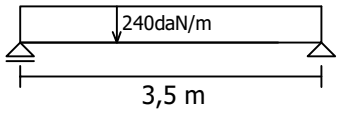
Z_{adm}= L / 500 → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento primario en la estructura.

Z_{adm}= 350 cm / 500 = 0,70 cm

Correa 3:

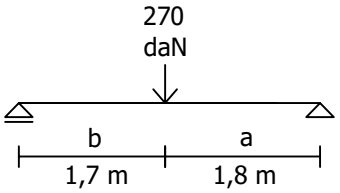


$$Z_1 = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Ix}$$



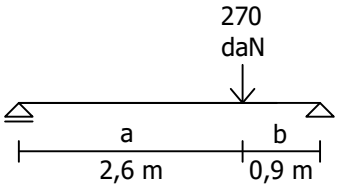
$$Z_1 = \frac{5 \times 2{,}40\ daN/cm \times (350\ cm)^4}{384 \times 110.000\ daN/cm^2 \times 10327{,}92\ cm^4} \rightarrow Z_1 = 0{,}41cm$$

$$Z_2 = \frac{P \cdot b \cdot (L^2 - b^2)^{3/2}}{9 \cdot (\sqrt{3}) \cdot L \cdot E \cdot Ix}$$



$$Z_2 = \frac{270daN \times 170cm \times [(350cm)^2 - (170cm)^2]^{3/2}}{9 \times (\sqrt{3}) \times 350cm \times 110.000\ daN/cm^2 \times 10327{,}92\ cm^4} \rightarrow Z_2 = 0{,}21cm$$

$$Z_3 = \frac{P \cdot b \cdot (L^2 - b^2)^{3/2}}{9 \cdot (\sqrt{3}) \cdot L \cdot E \cdot Ix}$$



$$Z_3 = \frac{270daN \times 90cm \times [(350cm)^2 - (90cm)^2]^{3/2}}{9 \times (\sqrt{3}) \times 350cm \times 110.000\ daN/cm^2 \times 10327{,}92\ cm^4} \rightarrow Z_3 = 0{,}15cm$$

$Z_{total} = Z_1 + Z_2 + Z_3 \rightarrow Z_{total} = 0{,}41cm + 0{,}21cm + 0{,}15cm$

$Z_{total} = 0{,}77cm$

$0{,}70cm\ (Z_{adm}) < 0{,}77\ cm\ (Z_{máx}) \rightarrow$ No Verifica

Se deberá redimensionar, para que se cumpla que Z_{adm} sea mayor o igual a $Z_{máx}$.

$I_{nec} / I_x \geq Z_{máx} / Z_{adm} \rightarrow I_{nec} \geq Z_{max} \cdot I_x / Z_{adm}$

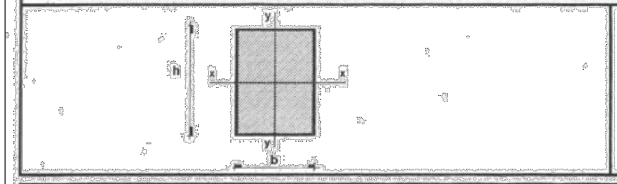
$I_{nec} \geq 0{,}77\ cm \times 10327{,}92\ cm^4 / 0{,}70\ cm$

$I_{nec} \geq 11361{,}71\ cm^4$

Por tabla de escuadrías:

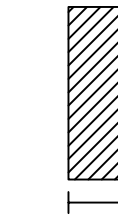
Tabla 7.2.1. pág 85

Características geometricas de elementos estructurales
ESCUADRIAS DE MADERA



b,h,nominal	pulgadas
b,h,bruto	mm
b,h,neto	mm
A	cm2
Ix,Iy	cm4
Wx,Wy	cm3
ix , iy	cm

b x h nominal	b x h bruto	b neto	h neto	A	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy
3 x 2 1/2	76.2x63.5	72.2	59.5	42.96	1276.74	42.60	1.718	186.62	51.69	2.084
3 x 3	76.2x76.2	72.2	72.2	52.13	2264.45	62.73	2.084	2264.45	62.73	2.084
3 x 3 1/2	76.2x88.9	72.2	84.9	61.30	3682.20	86.74	2.451	2662.28	73.76	2.084
3 x 4	76.2x101.6	72.2	97.6	70.47	5593.38	114.63	2.817	3061.11	84.80	2.084
3 x 4 1/2	76.2x114.3	72.2	110.3	79.64	8074.39	146.40	3.184	3459.94	95.83	2.084
3 x 5	76.2x127.0	72.2	119.0	85.92	10139.90	170.40	3.435	3732.23	103.39	2.084
3 x 5 1/2	76.2x139.7	72.2	131.7	95.09	13744.40	208.72	3.802	4131.06	114.42	2.084
3 x 6	76.2x152.4	72.2	144.4	104.26	18115.58	250.91	4.168	4529.90	125.46	2.084
3 x 6 1/2	76.2x165.1	72.2	157.1	113.43	23328.84	296.99	4.535	4928.73	136.49	2.084
3 x 7	76.2x177.8	72.2	169.8	122.60	29455.57	346.95	4.902	5327.56	147.52	2.084
3 x 7 1/2	76.2x190.5	72.2	182.5	131.77	36571.17	400.79	5.268	5726.39	158.56	2.084
3 x 8	76.2x203.2	72.2	195.2	140.93	44750.02	458.51	5.635	6125.22	169.59	2.084
3 x 8 1/2	76.2x215.9	72.2	207.9	150.10	54065.54	520.11	6.002	6524.06	180.62	2.084
3 x 9	76.2x228.6	72.2	220.6	159.27	64591.11	585.59	6.368	6922.89	191.66	2.084
3 x 9 1/2	76.2x241.3	72.2	233.3	168.44	76401.12	654.96	6.735	7321.72	202.69	2.084
3 x 10	76.2x254.0	72.2	246.0	177.61	89569.97	728.25	7.101	7721.55	213.73	2.084
3 x 10 1/2	76.2x266.7	72.2	258.7	186.78	104177.06	805.34	7.468	8119.38	224.76	2.084
3 x 11	76.2x279.4	72.2	271.4	195.95	120277.78	886.35	7.835	8518.22	235.79	2.084
3 x 11 1/2	76.2x292.1	72.2	284.1	205.12	137962.52	971.24	8.201	8917.05	246.83	2.084
3 x 12	76.2x304.8	72.2	296.8	214.29	157306.69	1060.02	8.568	9315.88	257.86	2.084
4 x 2 1/2	101.6x63.5	97.6	59.5	58.07	1711.32	57.59	1.718	4604.98	94.46	2.817
4 x 3	101.6x76.2	97.6	72.2	70.47	3061.11	84.80	2.084	5593.38	114.63	2.817
4 x 3 1/2	101.6x88.9	97.6	84.9	82.86	4977.73	117.25	2.451	6577.77	134.79	2.817
4 x 4	101.6x101.6	97.6	97.6	95.26	7564.17	154.95	2.817	7561.17	154.95	2.817
4 x 4 1/2	101.6x114.3	97.6	110.3	107.65	10911.43	197.90	3.184	8544.56	175.12	2.817
4 x 5	101.6x127.0	97.6	119.0	116.14	13700.60	230.35	3.435	9219.97	188.93	2.817
4 x 5 1/2	101.6x139.7	97.6	131.7	126.54	18577.92	282.14	3.802	10203.36	209.09	2.817
4 x 6	101.6x152.4	97.6	144.4	140.93	24480.89	339.18	4.168	11186.76	229.25	2.817
4 x 6 1/2	101.6x165.1	97.6	157.1	153.33	31535.53	401.47	4.535	12171.15	249.47	2.817
4 x 7	101.6x177.8	97.6	169.8	165.72	39818.82	469.00	4.902	13155.55	269.58	2.817
4 x 7 1/2	101.6x190.5	97.6	182.5	178.12	49437.76	541.78	5.268	14139.94	289.74	2.817
4 x 8	101.6x203.2	97.6	195.2	190.52	60493.34	619.81	5.635	15124.34	309.90	2.817
4 x 8 1/2	101.6x215.9	97.6	207.9	202.91	73085.56	703.08	6.002	16107.73	330.07	2.817
4 x 9	101.6x228.6	97.6	220.6	215.31	87314.42	791.61	6.368	17091.12	350.23	2.817
4 x 9 1/2	101.6x241.3	97.6	233.3	227.70	103277.91	885.38	6.735	18075.52	370.39	2.817
4 x 10	101.6x254.0	97.6	246.0	240.10	12108.04	984.39	7.101	19059.91	390.56	2.817
4 x 10 1/2	101.6x266.7	97.6	258.7	252.49	140811.13	1088.66	7.468	20044.31	410.72	2.817
4 x 11	101.6x279.4	97.6	271.4	264.89	16259.16	1198.17	7.835	21027.70	430.88	2.817
4 x 11 1/2	101.6x292.1	97.6	284.1	277.28	18650.15	1312.93	8.201	22011.10	451.04	2.817
4 x 12	101.6x304.8	97.6	296.8	289.68	21264.75	1432.93	8.568	22995.49	471.21	2.817



10'' (nominal)
24,60 cm (neto)

4'' (nominal)
9,76 cm (neto)

Área: 240,10 cm^2

Wx: 984,39,08 cm^3

Ix: 12108,04 cm^4

Flecha de ménsula (Correa 7 y 8):
Las ménsulas de las correas de este ejercicio, presentan todas la misma luz y los mismos valores de carga.

$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

Z_{adm}= L / 500 → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento primario en la estructura.

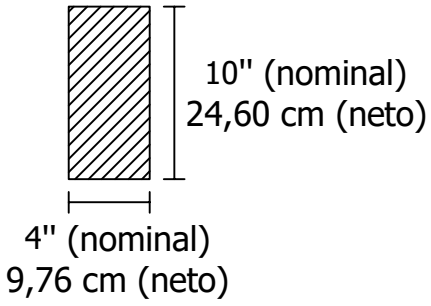
Z_{adm}= 100 cm / 500 = 0,20 cm

$$Z_{máx} = \frac{p \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot Ix} \rightarrow Z_{máx} = \frac{2{,}40 \text{ daN/cm} \times (100 \text{ cm})^4}{8 \times 110.000 \text{ daN/cm}^2 \times 12108{,}04 \text{ cm}^4}$$

$Z_{máx}$= 0,02 cm

0,20 cm (Z_{adm}) > 0,02 cm ($Z_{máx}$) → Verifica

La sección de la escuadría de madera será:

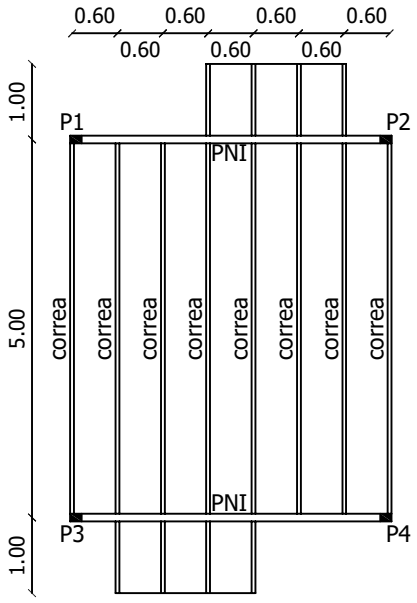


Se proyecta la construcción de un entrepiso y se pide:

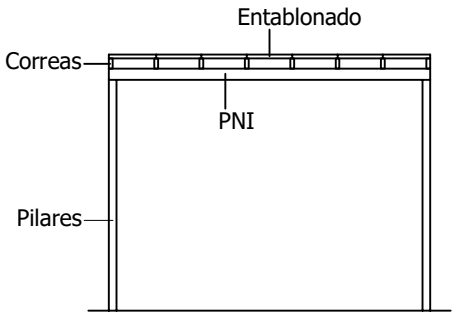
1- Modelo funcional de la estructura.
2- Diagrama de solicitaciones de las correas y su dimensionado con escuadría de madera de Pino Brasil.
3- Diagrama de solicitaciones de las vigas y su dimensionado con PNI.

DATOS AUXILIARES:

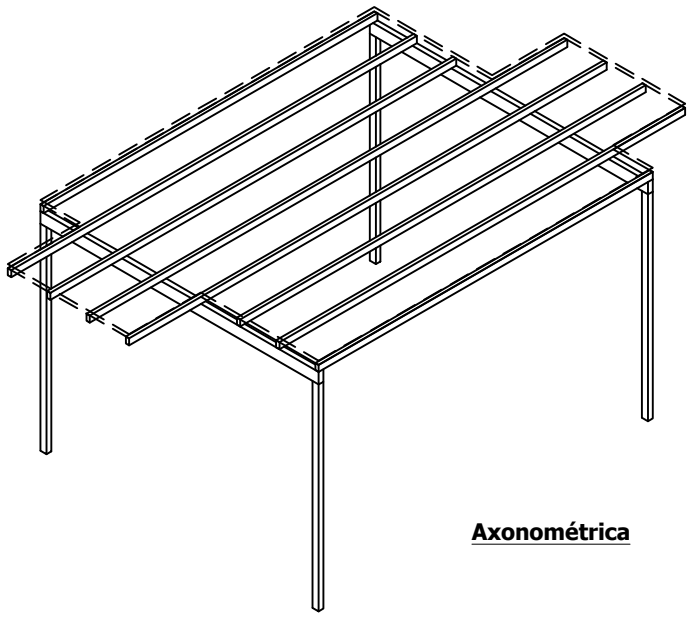
- Entablonado conformado por tramos discontinuos.
- Carga total sobre el entablonado: 300 daN/m^2
- Tensión normal de dimensionado del acero: 1400 daN/cm^2
- Tensión tangencial de dimensionado del acero: 1120 daN/cm^2
- Módulo de elasticidad del acero: 2.100.000 daN/cm^2
- Tensión normal de dimensionado del pino brasil: 80 daN/cm^2
- Tensión tangencial de dimensionado del pino brasil: 8 daN/cm^2
- Módulo de elasticidad del pino brasil: 100.000 daN/cm2



Plano esc. 1/100



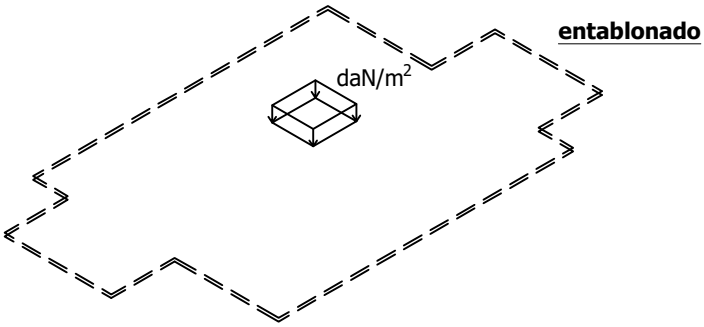
Corte esc. 1/100



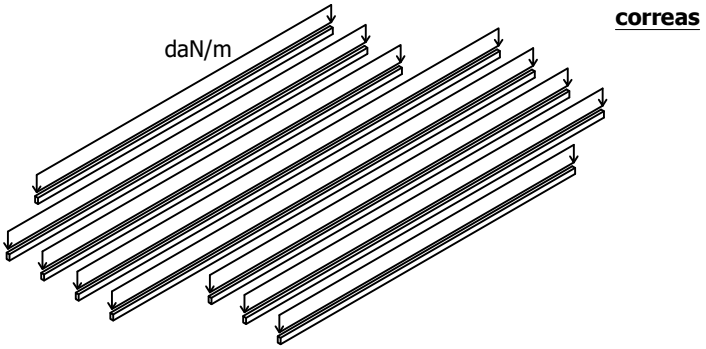
Axonométrica

MODELO FUNCIONAL:

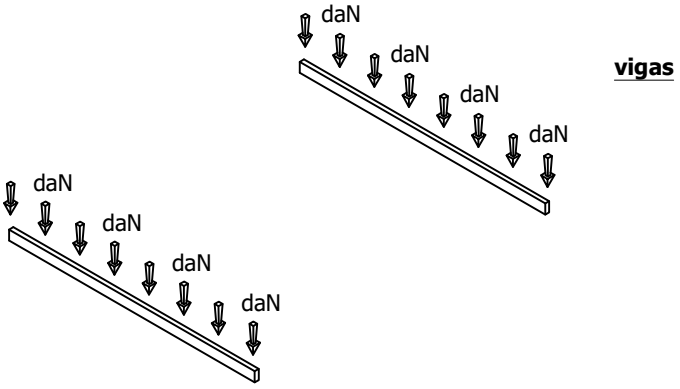
El entablonado de madera es un elemento superficial, por lo tanto la modelización de su carga distribuida será repartida por unidad de superficie, cuya unidad es daN/m^2.



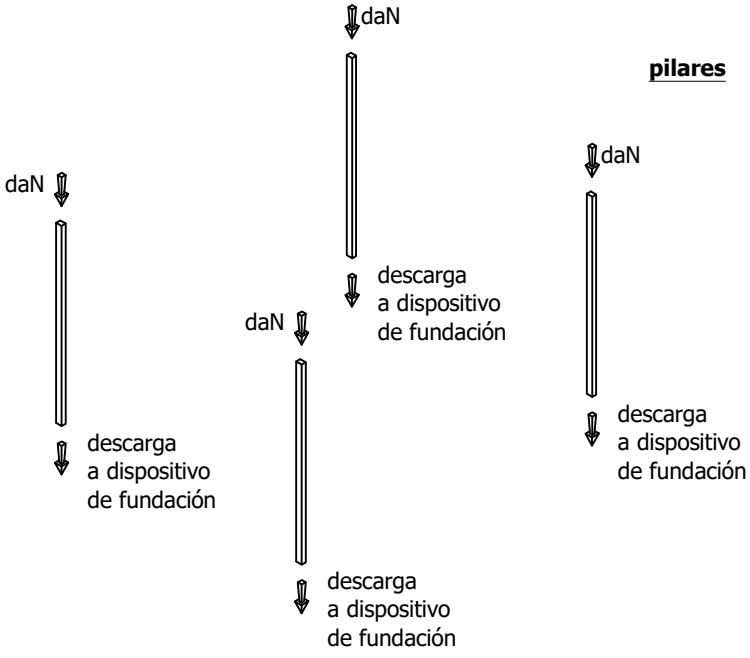
Dicho entablonado se apoya en las correas, las cuales son modelizadas como un segmento de recta, por predominar una de sus dimensiones respecto a las otras.
Por tal motivo la descarga del entablonado sobre las correas se modeliza como una carga linalmente distribuida, cuya unidad es daN/m.



Las vigas son las unidades estructurales que reciben las descargas de las correas, y su modelización, al igual que estas últimas, es a través de un segmento de recta. Por ser la intersección de estos dos segmentos de rectas donde se produce la vinculación de elementos, la modelización de la descarga se realiza como una carga puntual, cuya unidad es daN.



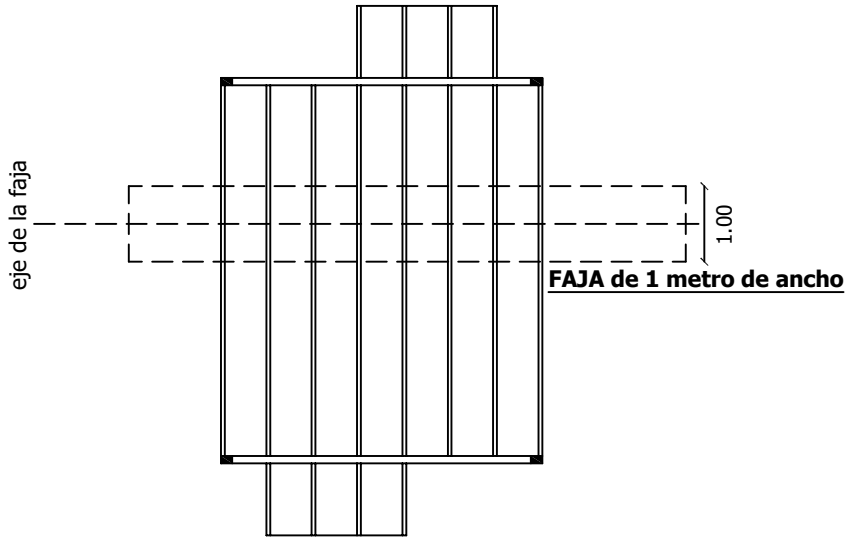
El mismo tipo de descarga se produce desde las vigas anteriormente mencionadas a los pilares, los cuales transmiten las cargas al suelo a través de dispositivos de cimentación.
En este caso, la carga es paralela al eje (axil) por lo que llamamos pilar a la unidad estructural, a diferencia de las vigas que reciben cargas perpendiculares a su eje.



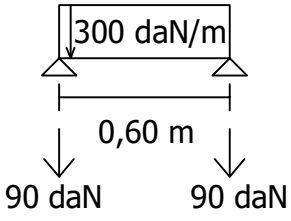
CORREAS:

Previo al estudio de las correas, se debe determinar la descarga que reciben del entablonado.
Como el entablonado se apoya sobre correas paralelas (apoyo en lados paralelos) y se conforma por tramos discontinuos entre apoyos, se podrían realizar dos estudios diferentes que en esencia brindan la misma información.

1- Estudio por fajas:
Como la carga superficial del entablonado y la distancia entre correas es constante, el estudio de una única faja es suficiente para resolver el estudio de todo el entablonado. Es decir, existe una faja representativa de todo el entablonado.



Es conveniente realizar el estudio de una faja de 1,0 metros de ancho para simplificar el análisis. La carga de uso del entrepiso es de 300 daN/m^2.
Al considerar una faja de un metro, se grafica un modelo plano de la faja donde su carga es lineal y uniformemente distribuida.
Descarga: 300 daN/m^2 x 1 m = 300 daN/m

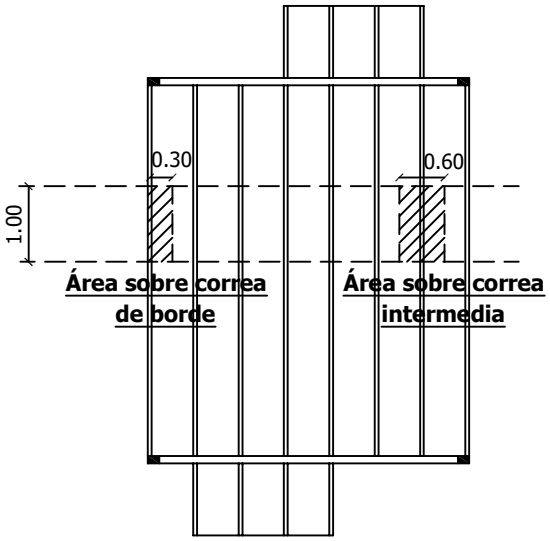


Resultante total: 300 daN/m x 0,60 m = 180 daN

Por simetría, la faja descarga la mitad de la resultante total en cada apoyo.
(180 daN / 2 = 90 daN)

Como el estudio de esta faja permite deducir la descarga del entablonado sobre una correa de borde, la descarga sobre una correa intermedia será el doble, ya que recibe descargas de ambos lados.
Por lo tanto:
Descarga sobre correa de borde: 90 daN/m
Descarga sobre correa intermedia: 180 daN/m

2- Estudio por área tributaria:
El análisis se centra en determinar qué área del entablonado descarga sobre cada correa. Al igual que en el anterior estudio, como las correas distan lo mismo entre ellas y el entablonado está sometido a una carga constante en toda su superficie, existirán dos tipos de área: el área que descarga sobre una correa de borde, y el área que descarga sobre una correa intermedia.



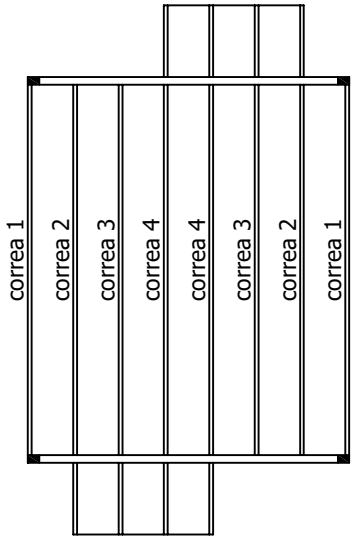
Se estudiará el área según el largo de influencia y su ancho será de 1,0 metros para simplificar el análisis y obtener una descarga sobre las correas distribuida, por metro lineal.

Descarga del área sobre correa de borde: 300 daN/m^2 x (1 m x 0,3 m) = 90 daN
Descarga del área sobre correa intermedia: 300 daN/m^2 x (1 m x 0,6 m) = 180 daN

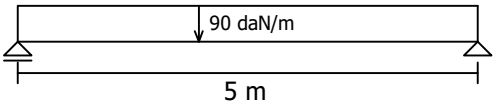
Las descargas de estas áreas se distribuirán en el metro de apoyo. Sobre las correas tendremos, entonces, una descarga lineal uniformemente distribuida:
Descarga sobre correa de borde: 90 daN/m
Descarga sobre correa intermedia: 180 daN/m

Cabe mencionar, y no pasar por alto, que no siempre podremos hacer uso de ambos estudios para deducir la descarga de una superficie sobre sus apoyos.
Como se indicó en un comienzo, las características de este entablonado permiten el uso de ambos estudios.
Para el caso de que el entablonado tuviera continuidad material en los apoyos en vez de la discontinuidad indicada, el estudio por áreas tributarias ya no sería posible. Se tendría que realizar únicamente un estudio por fajas. Y si en vez de un entablonado, el entrepiso tuviera una losa o un tablero apoyado en sus cuatro lados, el único estudio posible sería el de áreas tributarias.

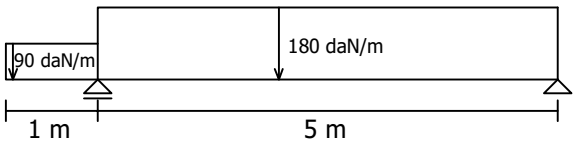
Las correas se agruparán en tipos, considerando las diferencias en sus modelos geométricos, de vinculos y de cargas.



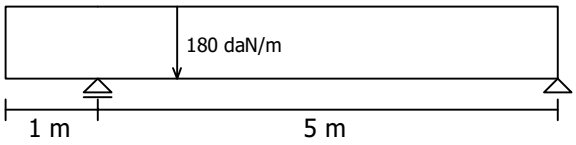
Correa 1:



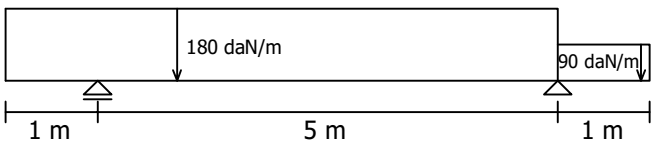
Correa 2:



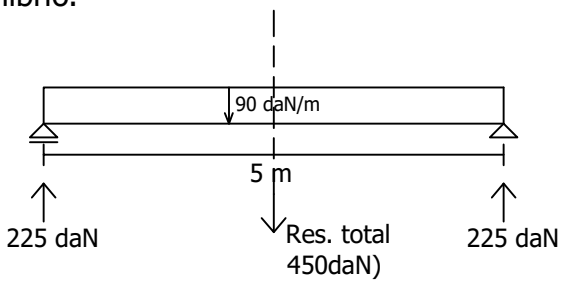
Correa 3:



Correa 4:



Correa 1:
Equilibrio.

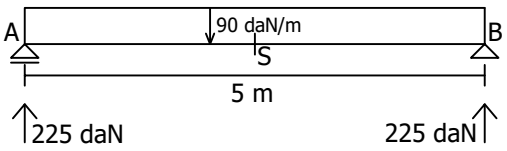


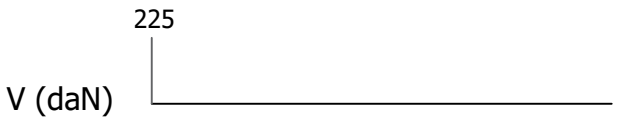
Resultante total de las acciones: 90daN/m x 5m
Resultante total de las acciones: 450daN

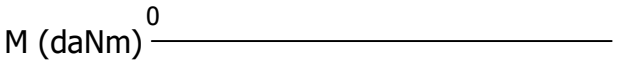
Reacciones en apoyos: 450daN / 2 = 225daN

Diagramas de solicitaciones.

Una vez obtenido el equilibrio, se podrán realizar los diagramas de solicitaciones.
Para la construcción de dichos diagramas se podrán utilizar tres tipos de herramientas:
1- resultante izquierda (Rizq)
2- relación matemática entre los diagramas de carga, cortante y momento (relación pVM)
3- análisis de deformaciones (detalle de deformación)



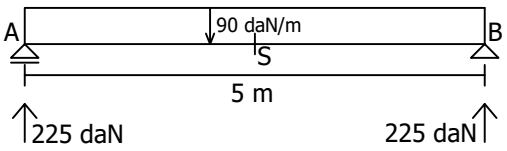




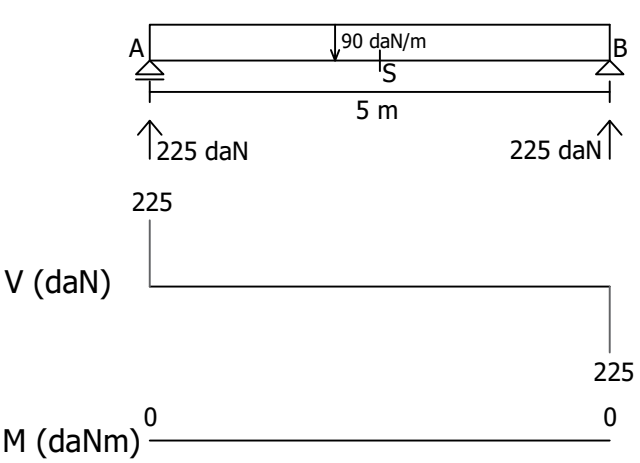
Se empezará por uno de los extremos de la estructura. En general, se procede de izquierda a derecha, al igual que en la escritura y la lectura de textos.

Siempre se comienza el estudio determinando la resultante izquierda de una sección. La sección A será la primera; su resultante izquierda es la reacción en el apoyo, y al ser perpendicular al eje de la barra, no tiene componente axil (N=0). La recta soporte de la misma, pasa por la sección analizada, por lo que no genera momento (M=0).

Para la construcción de los diagramas, se continuará con el estudio de secciones en las que ocurran discontinuidades, tanto en la carga como en la geometría de las barras.



En este caso, como la carga es constante y la correa es horizontal en todo su largo, se analiza el extremo opuesto: la sección B. Para este caso, se podrá utilizar la representación de la resultante izquierda en dicha sección, o la relación pVM.



Visualizando la resultante izquierda de la sección, se deduce que las fuerzas que la componen son la reacción en el apoyo A (225 daN) y la resultante total de la carga distribuida (450 daN). Como son dos cargas paralelas entre sí, se puede realizar una operación aritmética para hallar el módulo de su resultante.

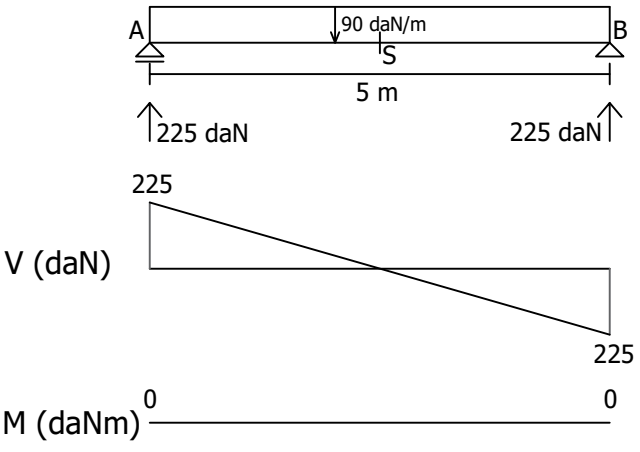
∑Fv: ↑225daN + ↓450daN = ↓225daN
∑Fv: 225daN + (-450daN) = -225daN

O puede determinarse como la fuerza igual y contraria a la resultante derecha (reacción en el apoyo B).

Como la resultante izquierda tiene la misma línea de acción que la resultante derecha, y pasa por el punto B, el momento es igual a cero.

Teniendo en cuenta la relación pVM, se estudiará la variación entre un punto y otro, considerando que la integral definida entre dos puntos de la función carga es igual a la variación del cortante entre estos dos mismos puntos, y que la integral definida entre dos puntos de la función cortante es igual a la variación de momento entre esos dos mismos puntos.

Se integrará la función carga (p) entre los puntos A y B para obtener la variación de la función cortante (V) entre ambos puntos.
La función carga, entre A y B es una constante igual a 90 daN/m. La función cortante en ese mismo entorno, por lo tanto, es una función de primer grado con una pendiente de 90 daN por cada metro.

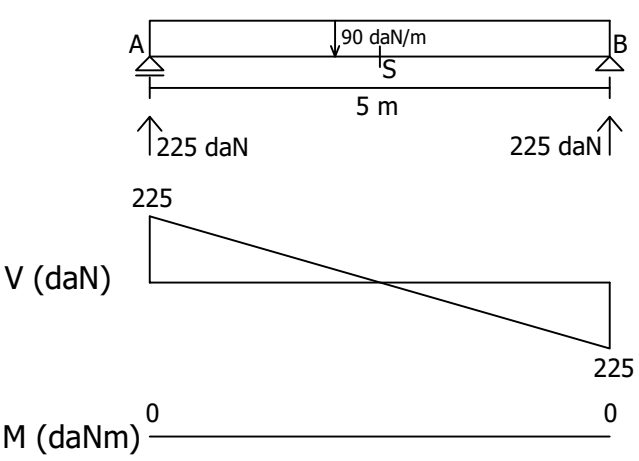


Para hallar el valor de la integral basta con hallar el valor del área bajo la función, por lo que se plantea:

$$VB = VA + \int_a^b -p(x)$$

VB= 225daN + (-90daN x 5)
VB= 225 - 450 = -225daN

Se llega al mismo valor obtenido anteriormente, se traslada a la gráfica y, para completar el diagrama, se unen ambos puntos con una recta.

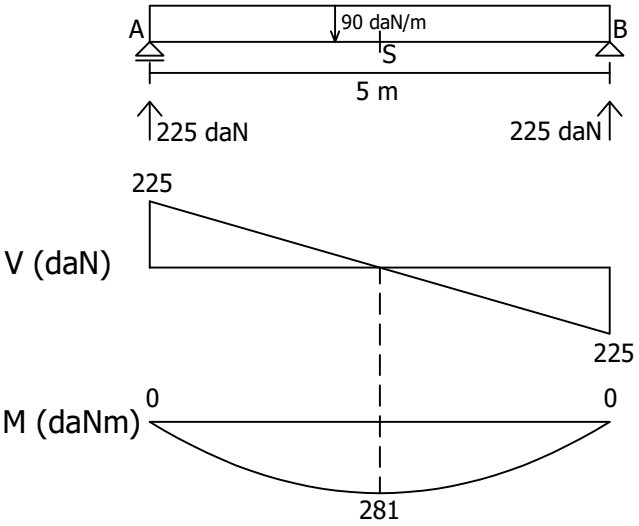


Para el caso de la función momento se emplearía el mismo análisis, integrando la función cortante entre los puntos A y B. Como se observa, la función corta con el eje x generando dos triángulos. El momento en la sección B se podría determinar del siguiente modo:

$$MB = MA + \int_a^s V(x) + \int_s^b V(X)$$

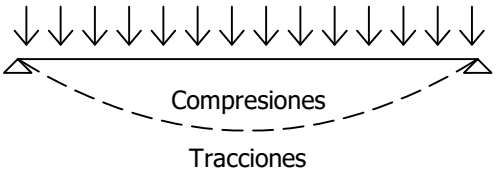
MB= 0 +(225 x 2,5/2) +(-225 x 2,5/2)
MB= 0 + 281 - 281 = 0

Se obtuvo el mismo valor que a través del análisis de la resultante izquierda. Queda graficar la función momento entre los apoyos.
Por la relación matemática que existe entre carga, cortante y momento, se deduce que la función del momento entre los puntos A y B será una ecuación de segundo grado (parábola) única.



Se pasará a estudiar la sección media (S) de la correa, por ser aquella donde la gráfica de cortante corta con el eje x. Hacia uno y otro de ese punto, las áreas bajo la gráfica de cortante cambian de signo, por lo que allí se producirá un máximo o mínimo relativo en la función momento. Es un punto donde la pendiente de la gráfica de momentos es cero (tangente paralela al eje de la gráfica).

Detalle:



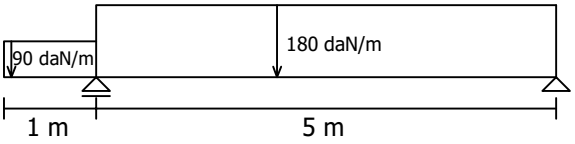
Para hallar el valor en S, se planteará:

$$MS = MA + \int_a^s V(x)$$

MS= 0 +(225 x 2,5/2)
MS= 0 + 281 = 281 daNm

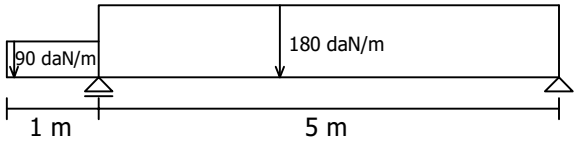
Los valores de la función momento se grafican del lado superior o inferior del eje, según de qué lado se produzcan las tracciones por flexión en el tramo.
Por lo tanto, para completar el gráfico, es necesario conocer ese dato. El análisis de las deformaciones de la correa es la herramienta que permite deducirlo. Por este motivo, se traza un esquema de deformaciones.

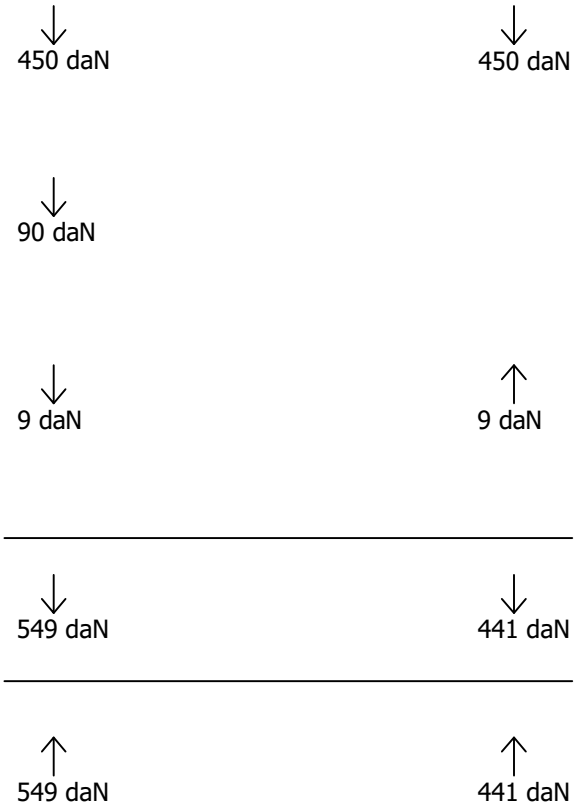
Correa 2:
Equilibrio



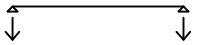
El equilibrio de la correa tipo 2 no es tan intuitivo como el de la correa 1. Se agrega la complejidad de la presencia de una ménsula, y la variación de carga a lo largo de la pieza.
Se puede abordar el problema mediante el estudio de descargas por tramos, que luego se superponen.

Descargas por tramos:





Descarga de tramo:

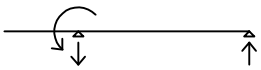


$$\frac{180\text{daN/m} \times 5\text{m}}{2}$$

Descarga de ménsula:

90daN/m x 1m

Descarga momento de ménsula:

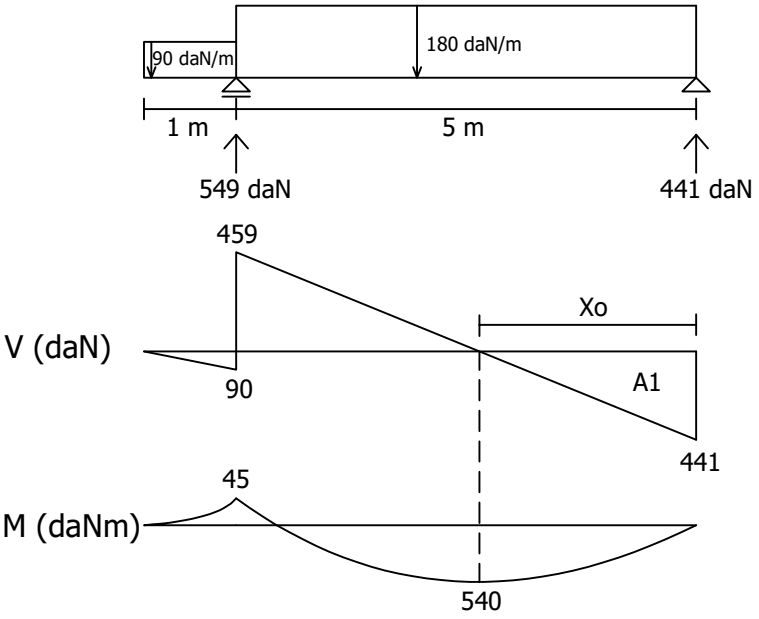


Mménsula= 90daN x 0,5m
Par de fuerzas= 45daNm / 5 m

Total Descargas

Total Reacciones

Correa 2:
Diagramas de solicitaciones.

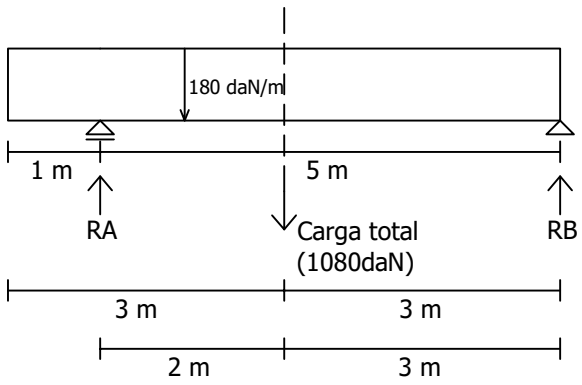


En éste caso, el punto donde el cortante toma V=0, no se produce en el punto medio.
Es necesario ubicarlo, a los efectos de cuantificar el área de cortante.

$$Xo = \frac{p}{q} = \frac{441}{180} = 2{,}45 \text{ m}$$

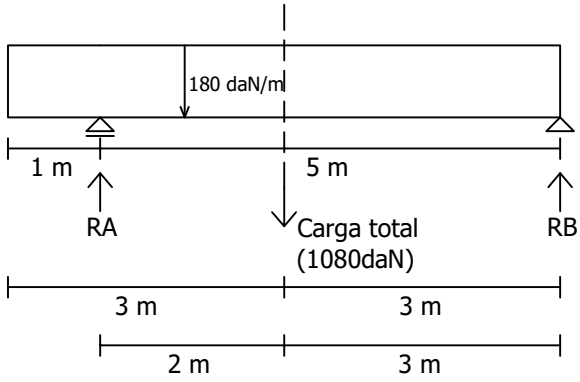
$$A1 = \frac{441 \times 2{,}45}{2} = 540 \text{ daNm}$$

Correa 3:
Equilibrio.



Se podría resolver el equilibrio con el mismo procedimiento utilizado para el caso anterior, pero se abordará un análisis diferente.
A partir de las ecuaciones de equilibrio global de la pieza, podremos determinar las incógnitas que tenemos: las reacciones.

Para que la correa se encuentre globalmente en equilibrio, la sumatoria de los momentos que producen sus fuerzas activas y reactivas con respecto a cualquier punto del plano, debe dar cero. Si optamos por un punto en donde una de las incógnitas (las reacciones) no genere momento, como por ejemplo uno de sus apoyos, podremos plantear una ecuación en donde nos quede solamente una incógnita.



ΣMA=0 daNm

1080 daN x 2m + RB x 5m = 0 daNm

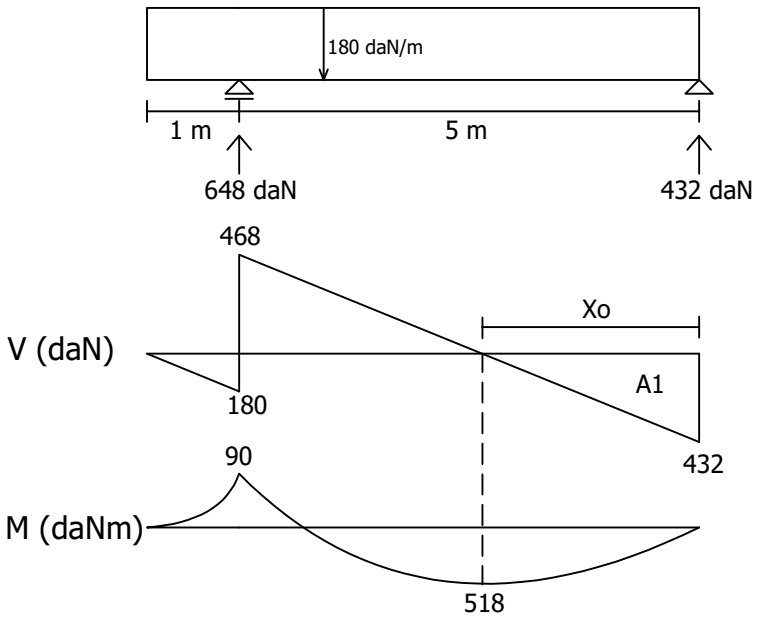
2160 daNm - 5.RB daN.m = 0 daNm
RB= 2160 daNm / 5 = 432 daNm

ΣMB=0 daNm

1080 daN x 3m + RA x 5m = 0 daNm

-3240 daNm + 5.RA daNm = 0 daNm
RA= 3240 daNm / 5 = 648 daNm

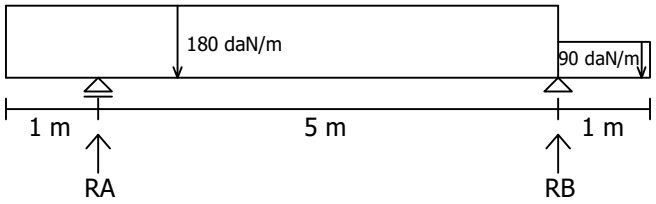
Diagramas de solicitaciones



$Xo = \frac{p}{q} = \frac{432}{180} = 2{,}4$ m

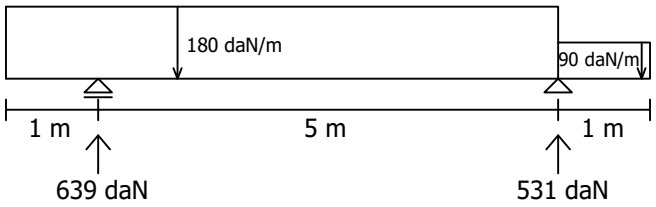
$A1 = \frac{432 \times 2{,}4}{2} = 518$ daN.m

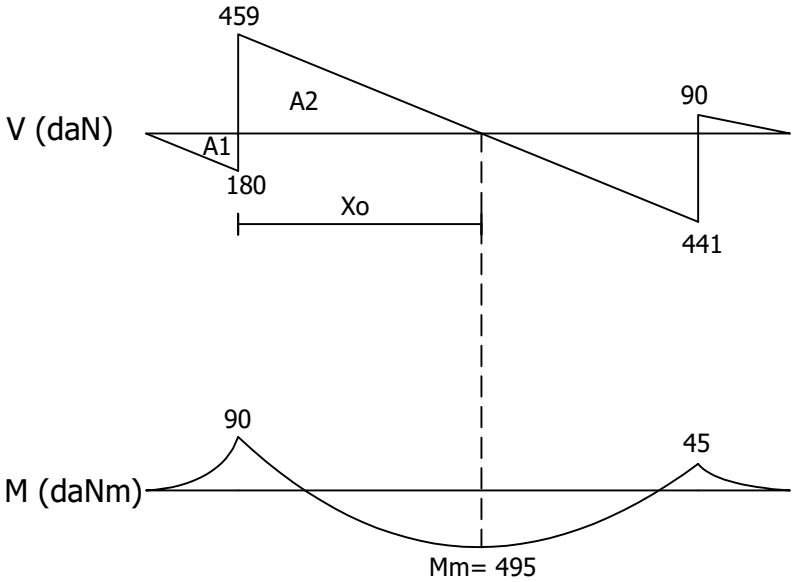
Correa 4:
Equilibrio.



El equilibrio de la correa tipo 4 podría ser hallado utilizando las ecuaciones de equilibrio o superponiendo las descargas de los distintos tramos, según lo visto anteriormente, y se obtienen los siguientes resultados:
RA= 639 daN
RB= 531 daN

Diagramas de solicitaciones





$$Xo = \frac{p}{q} = \frac{459}{180} = 2{,}55m$$

$$A1 = \frac{180 \times 1}{2}$$

A1= 90daNm

$$A2 = \frac{459 \times 2{,}55}{2}$$

A1= 585daNm

Mm= A1 + A2
Mm= -90 + 585
Mm= 495 daNm

Dimensionado de Correas:

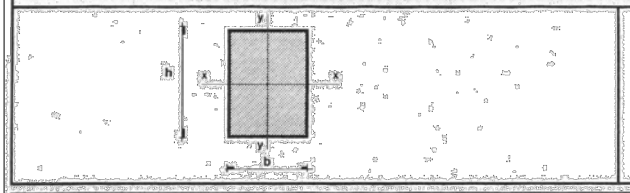
A la hora de elegir una escuadría de madera, se debe considerar que las opciones que brinda el mercado no siempre son normalizadas.

Hay que tener en cuenta, también, que aunque una determinada propiedad geométrica sea mayor en una sección que en otra, ésto no necesariamente es así con otras propiedades geométricas. Al ir variando de sección durante el dimensionado, se deberá entonces verificar que todas las propiedades geométricas cumplan con los mínimos necesarios.

Como se muestra en la tabla, la escuadría ***a*** presenta un valor mayor de inercia en el eje x (Ix) que la escuadría ***b***, pero al mismo tiempo el cambio en su ancho (b) y su altura (h) hacen que su área (A) sea menor.

Tabla 7.2.1.- pág 84

Características geometricas de elementos estructurales
ESCUADRIAS DE MADERA



b,h,nominal	pulgadas
b,h,bruto	mm
b,h,neto	mm
A	cm2
Ix,Iy	cm4
Wx,Wy	cm3
ix,iy	cm

b x h nominal	b x h bruto	b neto	h neto	A	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy
1 1/2 x 6	38.1x152.4	34.1	144.4	49.24	1859.61	118.51	4.168	47.71	27.98	0.984
1 1/2 x 6 1/2	38.1x165.1	34.1	157.1	53.57	1101.80	140.27	4.535	51.91	30.45	0.984
1 1/2 x 7	38.1x177.8	34.1	169.8	57.90	1391.19	163.86	4.902	56.11	32.91	0.984
1 1/2 x 7 1/2	38.1x190.5	34.1	182.5	62.23	1721.28	189.29	5.268	60.30	35.37	0.984
1 1/2 x 8	38.1x203.2	34.1	195.2	66.56	2113.55	216.55	5.635	64.50	37.83	0.984
1 1/2 x 8 1/2	38.1x215.9	34.1	207.9	70.89	2553.50	245.65	6.002	68.70	40.29	0.984
1 1/2 x 9	38.1x228.6	34.1	220.6	75.22	3050.63	276.58	6.368	72.89	42.75	0.984
1 1/2 x 9 1/2	38.1x241.3	34.1	233.3	79.56	3608.42	309.34	6.735	77.09	45.21	0.984
1 1/2 x 10	38.1x254.0	34.1	246.0	83.89	4230.37	343.93	7.101	81.29	47.68	0.984
1 1/2 x 10 1/2	38.1x266.7	34.1	258.7	88.22	4919.97	380.36	7.468	85.48	50.14	0.984
1 1/2 x 11	38.1x279.4	34.1	271.4	92.55	5680.71	418.62	7.835	89.68	52.60	0.984
1 1/2 x 11 1/2	38.1x292.1	34.1	284.1	96.88	6516.09	458.72	8.201	93.88	55.06	0.984
1 1/2 x 12	38.1x304.8	34.1	296.8	101.21	7429.59	500.65	8.568	98.07	57.52	0.984
2 x 2	50.8x50.8	46.8	46.8	21.90	39.98	17.08	1.351	39.98	17.08	1.351
2 x 2 1/2	50.8x63.5	46.8	59.5	27.85	82.15	27.61	1.718	50.82	21.72	1.351
2 x 3	50.8x76.2	46.8	72.2	33.79	146.78	40.66	2.084	61.67	26.36	1.351
2 x 3 1/2	50.8x88.9	46.8	84.9	39.73	238.66	56.22	2.451	72.52	30.99	1.351
2 x 4	50.8x101.6	46.8	97.6	45.68	362.59	74.30	2.817	83.37	35.63	1.351
2 x 4 1/2	50.8x114.3	46.8	110.3	51.62	523.35	94.90	3.184	94.22	40.26	1.351
2 x 5	50.8x127.0	46.8	119.0	55.69	657.21	110.46	3.435	101.65	43.44	1.351
2 x 5 1/2	50.8x139.7	46.8	131.7	61.64	890.89	135.29	3.802	112.50	48.08	1.351
2 x 6	50.8x152.4	46.8	144.4	67.58	1174.27	162.64	4.168	123.35	52.71	1.351
2 x 6 1/2	50.8x165.1	46.8	157.1	73.52	1512.14	192.51	4.535	134.19	57.35	1.351
2 x 7	50.8x177.8	46.8	169.8	79.47	1909.32	224.89	4.902	145.04	61.98	1.351
2 x 7 1/2	50.8x190.5	46.8	182.5	85.41	2370.57	259.79	5.268	155.89	66.62	1.351
2 x 8	50.8x203.2	46.8	195.2	91.35	2900.71	297.20	5.635	166.74	71.26	1.351
2 x 8 1/2	50.8x215.9	46.8	207.9	97.30	3504.52	337.13	6.002	177.59	75.89	1.351
2 x 9	50.8x228.6	46.8	220.6	103.24	4186.79	379.58	6.368	188.44	80.53	1.351
2 x 9 1/2	50.8x241.3	46.8	233.3	109.18	4952.37	424.55	6.735	199.28	85.16	1.351
2 x 10	50.8x254.0	46.8	246.0	115.13	5805.91	472.02	7.101	210.13	89.80	1.351
2 x 10 1/2	50.8x266.7	46.8	258.7	121.07	6752.33	522.02	7.468	220.98	94.44	1.351
2 x 11	50.8x279.4	46.8	271.4	127.02	7796.40	574.53	7.835	231.83	99.07	1.351
2 x 11 1/2	50.8x292.1	46.8	284.1	132.96	8942.90	629.56	8.201	242.68	103.71	1.351
2 x 12	50.8x304.8	46.8	296.8	138.90	10196.62	687.10	8.568	253.52	108.34	1.351

Escuadría *a* →

Escuadría *b* →

Otro dato a tener en cuenta es que, al comprar una escuadría, ésta habitualmente presenta una superficie áspera que es necesario cepillar para que quede pulida.

En la tabla, los valores de anchos y alturas nominales presentan valores en pulgadas de escuadrías sin cepillar. Los valores de anchos y alturas brutos, son para superficies también sin cepillar, pero en milímetros. Los valores de anchos y alturas netos en milímetros, en cambio, son para piezas que ya tienen la superficie cepillada.

Los valores netos son menores que los brutos. Esto se debe a que el proceso de cepillado resta unos milímetros a las dimensiones originales, y por este motivo, las propiedades geométricas del resto de la tabla son calculadas con los valores de secciones ya cepilladas.

Como en este ejemplo todas las correas serán dimensionadas con la misma escuadría, se compararán los diferentes diagramas de solicitaciones para encontrar las secciones más comprometidas, donde los valores sean máximos.

Tensiones normales:
σ_d= 80 daN/cm^2
Momento máx.: 540 daNm (Correa 2)

$$\sigma_d \geq \frac{Mf}{Wx_{nec}} \rightarrow Wx_{nec} \geq \frac{Mf}{\sigma_d}$$

$$Wx_{nec} \geq \frac{54000 \text{ daNcm}}{80 \text{ daN/cm}^2}$$

$$Wx_{nec} \geq 675 \text{ cm}^3$$

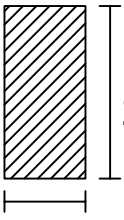
Tensiones rasantes:
T_d= 8 daN/cm^2
Cortante máx. : 468 daN (Correa 3)

$$T_d \geq \frac{3 \cdot V}{2 \cdot \text{Área}} \rightarrow \text{Área}_{nec} \geq \frac{3 \cdot V}{2 \cdot T_d}$$

$$\text{Área}_{nec} \geq \frac{3 \times 468 \text{ daN}}{2 \times 8 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\text{Área}_{nec} \geq 87{,}75 \text{ cm}^2$$

Con estos datos necesarios, observando la tabla de escuadrías de madera, se elegirá la sección que cumpla con ambos requisitos.
Se deberá tener en cuenta que si la relación entre ancho y altura supera la proporción 1:3, existe riesgo de pandeo lateral debido a la esbeltez de la sección.



8$^{1/2}$'' (nominal)
20,79 cm (neto)

4'' (nominal)
9,76 cm (neto)

Área: 202,91 cm^2

Wx: 703,08 cm^3

Ix: 7308,56 cm^4

Para completar el dimensionado se deberá estudiar la deformación de las correas, verificando que para la sección anteriormente elegida la flecha máxima (Zmáx) sea menor que la flecha admisible (Zadm). Como se explicó para el análisis de tensiones, se deberá comparar los diferentes tipos de correas para estudiar la situación más desfavorable, en este caso, donde las deformaciones sean máximas.

La flecha máxima se ve condicionada por:

- Longitud de la pieza (luz entre apoyos)
- Cargas sobre la pieza
- Vínculos de la pieza
- Material (Módulo de Elasticidad)
- Inercia de la sección
- Contraflechas producidas por momentos en los extremos de los tramos

Los vínculos, el material y las secciones, serán iguales en todas las correas.
Los otros factores que afectan a las deformaciones, no tienen la misma incidencia. La luz libre será el factor más condicionante; en las ecuaciones para determinar las flechas máximas, está elavada a la cuarta potencia. La carga distribuida, en cambio, aparece elevada a la primera potencia.
La existencia de contraflechas, dismuinuye las deformaciones de los tramos.

Por lo anteriormente expuesto se deduce que:

- La mayor deformación en el extremo de una ménsula se dará en las correas 3 y 4, por ser las que se encuentran sometidas a mayores valores de carga.
- La mayor deformación de un tramo se dará en la correa 2, por ser de las que presentan una mayor carga y, a su vez, tienen una menor contraflecha.

Flecha de ménsula (Correa 3 y 4):

$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

$Z_{adm} = L / 300$ → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento secundario en la estructura.

$Z_{adm} = 100 \text{ cm} / 300 = 0{,}33 \text{ cm}$

$$Z_{máx} = \frac{p \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot Ix} \rightarrow Z_{máx} = \frac{1{,}80 \text{ daN/cm} \times (100 \text{ cm})^4}{8 \times 100.000 \text{ daN/cm}^2 \times 7308{,}56 \text{ cm}^4}$$

$Z_{máx} = 0{,}03 \text{ cm}$

0,33 cm (Z_{adm}) > 0,03 cm ($Z_{máx}$) → Verifica

Flecha de tramo (Correa 2):

$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

Z_{adm}= L / 300 → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento secundario en la estructura.

Z_{adm}= 500 cm / 300 = 1,67 cm

$Z_{máx} = Z_{tramo} + Z_{contraflecha}$

$$Z_{tramo} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Ix} \rightarrow Z_{tramo} = \frac{5 \times 1{,}80 \text{ daN/cm} \times (500 \text{ cm})^4}{384 \times 100.000 \text{ daN/cm}^2 \times 7308{,}56 \text{ cm}^4} = 2{,}00 \text{ cm}$$

$$Z_{contraflecha} = - \frac{Mo \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot Ix} = - \frac{4500 \text{ daNcm} \times (500 \text{ cm})^2}{16 \times 100.000 \text{ daN/cm}^2 \times 7308{,}56 \text{ cm}^4} = - 0{,}096 \text{ cm}$$

$Z_{máx} = Z_{tramo} + Z_{contraflecha}$ = 2,00 cm + (- 0,096 cm) = 1,90 cm

1,67cm (Z_{adm}) < 1,90 cm ($Z_{máx}$) → No Verifica

Se deberá redimensionar, para que verifique que Z_{adm} sea mayor o igual a $Z_{máx}$.
Para simplificar las operaciones, y no elegir por tanteo una sección de mayor Ix para plantear la ecuación nuevamente, y así sucesivamente hasta encontrar la menor sección que verifique, se plantea hallar la inercia necesaria (I_{nec}) para que la deformación sea la admisible.
Se aplica el siguiente concepto: la relación entre la inercia necesaria (I_{nec}) y la inercia en el eje x utilizada en la verificación anterior (I_x), es análoga a la relación entre la flecha máxima obtenida en la verificación anterior ($Z_{máx}$) y la flecha admisible (Z_{adm}).

$I_{nec} / I_x \geq Z_{máx} / Z_{adm} \rightarrow I_{nec} \geq Z_{máx} \cdot I_{máx} / Z_{adm}$

$I_{nec} \geq 1{,}90 \text{ cm} \times 7308{,}56 \text{ cm}^4 / 1{,}67 \text{ cm}$

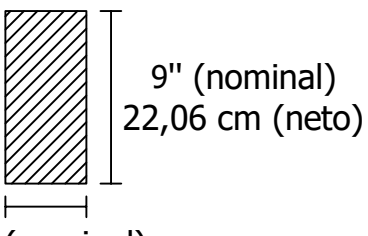
$I_{nec} \geq 8315 \text{ cm}^4$

Es necesario verificar que la sección elegida cumpla con los mínimos hallados, en las verificaciones anteriores, para algunas de las propiedades geométricas.

$Área_{nec}$: 87,75 cm^2

Wx_{nec}: 675 cm^3 →

Ix_{nec}: 8315 cm^4



Área: 215,31 cm^2

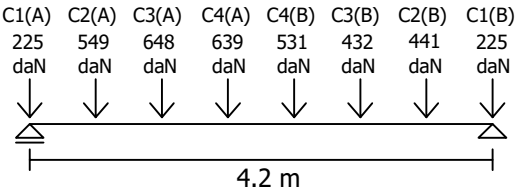
Wx: 791,61 cm^3

Ix: 8731,42 cm^4

VIGA DE ACERO:

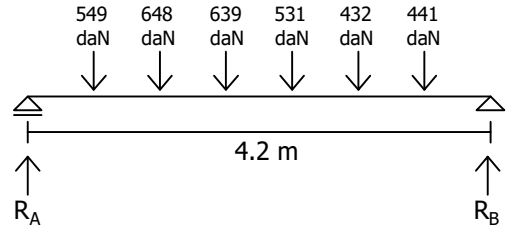
Las dos vigas de acero que sustentan a las correas son idénticas en su modelo geométrico, de cargas y de vínculos.
Se representa la descarga de cada correa, según su tipo y el vínculo implicado.

Modelo de viga:



Las correas del tipo 1 descargan directamente sobre los pilares, a través de la viga. Por ello, no tienen por qué ser tenidas en cuenta al analizar el equilibrio y los diagramas de las vigas. Cabe aclarar que en caso de que se continúe con el estudio estructural y se dimensionen los pilares (no se realizará en este curso), se deberá tener en cuenta esta descarga.

Equilibrio.



Ya que el modelo de cargas no es simétrico, el equilibrio podrá ser determinado utilizando las ecuaciones de equilibrio global en el plano o superponiendo las descargas de los distintos tramos, según lo visto anteriormente. Se obtendrán los siguientes resultados:

R_A= 1713 daN
R_B= 1527 daN

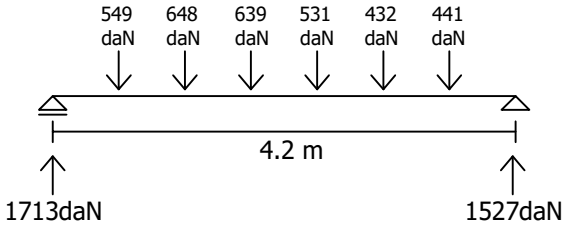
Diagrama de Solicitaciones

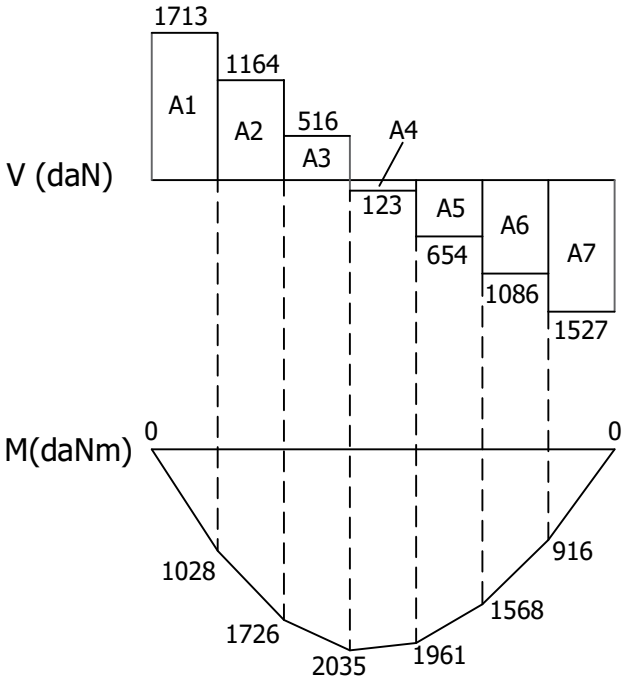
Para trazar los diagramas de solicitaciones de la viga se utilizarán las mismas herramientas anteriormente indicadas.
Las cargas aplicadas sobra la viga de acero se modelizan como puntuales. Como en los tramos entre cargas puntuales no existe carga distribuida, la función carga es cero. La integral definida entre estos puntos (función cortante) es, por lo tanto, una constante. Y al integrar ésta función cortante definida entre estos puntos se obtendrá una función (función momento) de primer grado, cuya pendiente es el valor del cortante entre los puntos.

En resumen:

	(Integral)		(Integral segunda)	
función carga = 0	→	función cortante = constante	→	función momento: ec. primer grado
∅		———		╲
cero		recta horizontal		recta inclinada

Diagrama de Solicitaciones





A1= - 1028 daNm
A2= - 698 daNm
A3= - 309 daNm
A4= 74 daNm
A5= 393 daNm
A6= 652 daNm
A7= 916 daNm

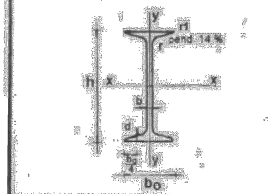
Dimensionado de Vigas:

A diferencia de las escuadrías de madera, cuando se diseñe vigas con perfilería de acero normalizada el aumento en la sección implica el incremento de todas sus características geométricas. En las series de perfiles normalizados, en general, la nomenclatura indica la altura (h) en centímetros.

En este caso, se utilizará la tabla de perfiles normalizados I. El PNI N° 10, por ejemplo, tiene una altura de 10 cm, y el PNI N°22 tiene una altura de 22 cm.

Tabla 7.1.1 - pág. 75

Caracteristicas geomètricas de elementos estructurales
PERFILES DE ACERO I



segun DIN 1025

largos normales: 4 a 15 m

h,bo,b,r,r1,d	mms
A	cms2
g	daN/m
Iy,Ix	cms4
Wx,Wy	cms3
ix,iy	cms
SLn	cms3

I	h	bo	b=r	d	r1	A	g	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy	SLN
8	80	42	3.9	5.9	2.3	7.54	5.94	77.8	19.5	3.20	6.3	3.00	0.91	11.4
10	100	50	4.5	6.8	2.7	10.6	8.34	171	34.2	4.01	12.2	4.88	1.07	19.9
12	120	58	5.1	7.7	3.1	14.2	11.1	328	54.7	4.81	21.5	7.41	1.23	31.8
14	140	66	5.7	8.6	3.4	18.2	14.3	573	81.09	5.61	35.2	10.70	1.40	47.7
16	160	74	6.3	9.5	3.8	22.8	17.9	935	117	6.40	54.7	14.80	1.55	68.0
18	180	82	6.9	10.4	4.1	27.9	21.9	1450	161	7.20	81.3	19.80	1.71	93.4
20	200	90	7.5	11.3	4.5	33.4	26.2	2140	214	8.00	117	26.00	1.87	125
22	220	98	8.1	12.2	4.9	39.5	31.1	3060	278	8.80	162	33.10	2.02	162
24	240	106	8.7	13.1	5.2	46.1	36.2	4250	354	9.59	221	41.70	2.20	206
26	260	113	9.4	14.1	5.6	53.3	41.9	5740	442	10.4	288	51.00	2.32	257
28	280	119	10.1	15.2	6.1	61.0	47.9	7590	542	11.1	364	61.20	2.45	316
30	300	125	10.8	16.2	6.5	69.0	54.2	9800	653	11.9	451	72.20	2.56	381
32	320	131	11.5	17.3	6.9	77.7	61.0	12510	782	12.7	555	84.70	2.67	457
34	340	137	12.2	18.3	7.3	86.7	68.0	15700	923	13.5	674	98.40	2.80	540
36	360	143	13.0	19.5	7.6	97.0	76.1	19610	1090	14.2	818	114	2.90	638
38	380	149	13.7	20.5	8.2	107	84.0	24010	1260	15.0	975	131	3.02	741
40	400	155	14.4	21.6	8.6	118	92.4	29210	1460	15.70	1160	149	3.13	857
42 1/2	425	163	15.3	23.0	9.2	132	104	36970	1740	16.70	1440	176	3.30	1020
45	450	170	16.2	24.3	9.7	147	115	45850	2040	17.70	1730	203	3.43	1200
47 1/2	475	178	17.1	25.6	10.3	163	128	56480	2380	18.60	2090	235	3.60	1400
50	500	185	18.0	27.0	10.8	179	141	68740	2750	19.60	2480	268	3.72	1620
55	550	200	19.0	30.0	11.9	212	166	99180	3610	21.60	3490	349	4.02	2120
60	600	215	21.6	32.4	13.0	254	199	139000	4630	23.40	4670	434	4.30	2730

NOTA: LOS PERFILES DENTRO DEL RECUADRO SON LOS QUE USUALMENTE SE ENCUENTRAN DISPONIBLES EN PLAZA.

Se comenzará el dimensionado hallando el valor de alguna de las características geométricas que deberá tener el perfíl para que cumpla alguna de las verificaciones necesarias: que las tensiones de diseño sean mayores o iguales a las tensiones máximas, o que la flecha admisible sea mayor o igual a la flecha máxima.

Se optó comenzar por hallar el módulo resistente necesario, y que se cumpla que las tensiones normales de diseño sean mayores o iguales a las tensiones máximas.

Tensiones normales:
σ_d= 1400 daN/cm^2
Momento máx.: 2035 daNm

$$\sigma_d \geq \frac{Mf}{Wx_{nec}} \rightarrow Wx_{nec} \geq \frac{Mf}{\sigma_d}$$

$$Wx_{nec} \geq \frac{203500\ daNcm}{1400\ daN/cm^2}$$

$$Wx_{nec} \geq 145{,}36\ cm^3$$

Con este dato se elegirá un perfil normalizado I. Según la tabla se obtiene:

Perfíl Normalizado I N° 18:

Wx: 161 cm^3

Ix: 1450 cm^4

Verificación de tensiones rasantes:
T_d= 1120 daN/cm^2
Cortante máx.: 1713 daN

$$T_d \geq \frac{V}{Área_{alma}}$$

$Área_{alma}$: b . (h - 2.d) → Tener en cuenta que algunos datos de la tabla están en milímetros, y que debemos determinar el área en centímetros cuadrados.

$Área_{alma}$ = 0,69cm x (18cm - 2 x 1,04cm) = 10,98 cm^2

$$1120\ daN/cm^2 \geq \frac{1713\ daN}{10{,}98\ cm^2}$$

1120 daN/cm^2 ≥ 156,01 daN/cm^2 → Verifica

Verificación de deformaciones:

$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

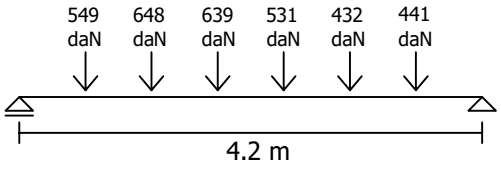
Z_{adm}= L / 500 → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento primario en la estructura.

Z_{adm} = 420 cm / 500 = 0,84 cm

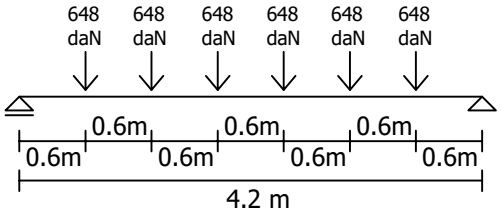
Para obtener el valor de la flecha máxima, se utilizarán las ecuaciones de la tabla de flechas. Como no tenemos una ecuación que se adecúe estrictamente al modelo de cargas de la viga en cuestión, podemos proceder del siguiente modo:
1- Hallar la flecha máxima producida por cada carga puntual y superponerlas (sumarlas) para obtener la flecha máxima total.
2- Adoptar, utilizando criterios razonables, un modelo similar al real para obtener una buena aproximación a la flecha máxima, asegurándonos que no sea menor a la real.

Se optará por realizar la segunda opción, adaptando el modelo de cargas a uno que permita utilizar una de las ecuaciones:

Modelo inicial:

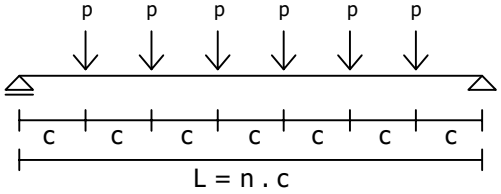


Modelo adoptado para el estudio:
- Se supondrá que todas las cargas puntuales son iguales, con el módulo de la mayor carga puntual aplicada en el modelo inicial (648 daN).



Ecuación de deformada: $Z_{máx} = \frac{p \cdot L^3}{8 \cdot E \cdot I \cdot \alpha} \cdot \frac{(n^2 - 1)}{n}$

$\alpha_{(7\ tramos)}$: 9,56



$$Z_{máx} = \frac{648daN \times (420cm)^3}{8 \times 2.100.000\ daN/cm^2 \times 1450\ cm^4 \times 9,56} \times \frac{(7^2 - 1)}{7}$$

$Z_{máx}$ = 1,41cm

0,84cm (Z_{adm}) < 1,41 cm ($Z_{máx}$) → No Verifica

Se deberá redimensionar, para que verifique que $Z_{adm} \geq Z_{máx}$

$I_{nec} / I_x \geq Z_{máx} / Z_{adm}$ → $I_{nec} \geq Z_{máx} . I_x / Z_{adm}$

$I_{nec} \geq 1,41\ cm \times 1450\ cm^4 / 0,84\ cm$

$I_{nec} \geq 2434\ cm^4$

Según la tabla se obtiene:

Perfíl Normalizado I N° 22:

Ix: 3060 cm^4

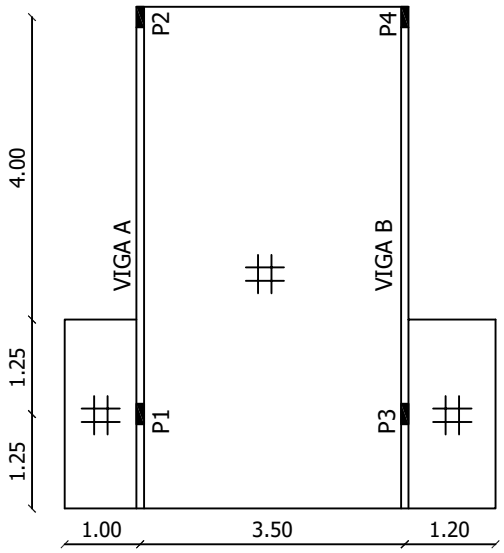
Resultado final del dimensionado de la viga de acero: Perfíl Normalizado I N° 22.

Dados los gráficos de una cubierta conformada por una losa de hormigón armado de 12 cm de espesor con una capa superior de protección y terminación, que apoya sobre dos vigas paralelas, se pide:

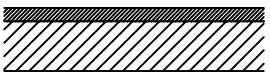
1- Trazar los diagramas de solicitaciones de las vigas.
2- Dimensionar las vigas utilizando combinación de perfiles normalizados C, soldados en forma de cajón [ ].

DATOS AUXILIARES:

- Sobrecarga de uso (Q) sobre la losa: 100 daN/m^2
- Tensión normal del acero: 1400 daN/cm^2
- Tensión tangencial del acero: 1120 daN/cm^2
- Módulo de elasticidad del acero: 2.100.000 daN/cm2

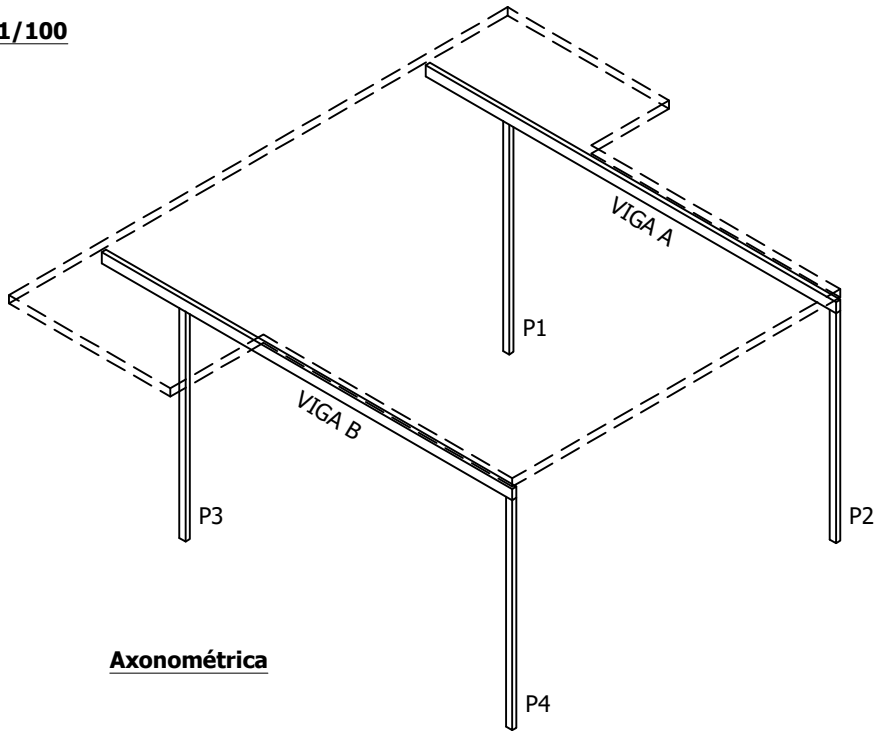


Plano esc. 1/100



protección y terminación: 30 daN/m^2
losa de hormigón armado: 2500 daN/m^3

detalle de cubierta



Axonométrica

ESTUDIO DE LAS DESCARGAS DE LAS LOSAS:

La losa debe soportar cargas permanentes (G) derivadas su propio peso y del peso de la capa de protección y terminación, así como cargas eventuales (Q): la sobrecarga de uso.

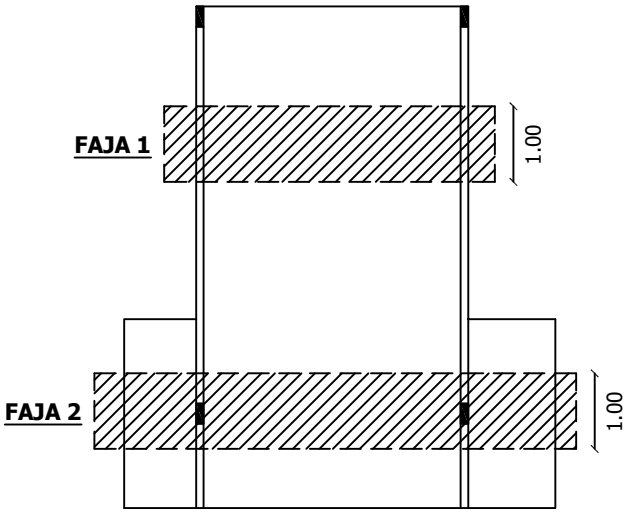
Carga total = Q + G

Sobrecarga de uso: 100 daN/m^2

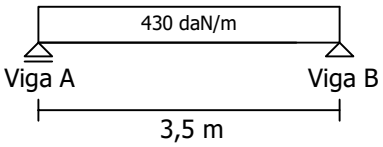
Peso Propio:
- losa de hormigón armado: 2500 daN/m^3 x 0,12m (esp.) = 300 daN/m^2
- protección y terminación: 30 daN/m^2

Carga total = 100 daN/m^2 + (300 daN/m^2 + 30 daN/m^2) = 430 daN/m^2

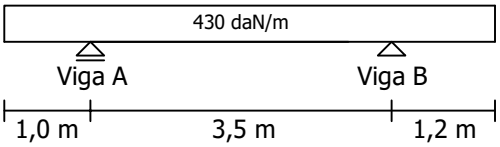
Estudio de Fajas:



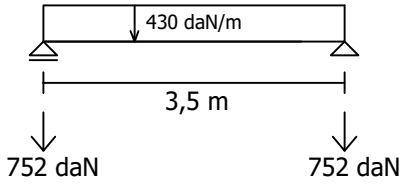
Faja 1:



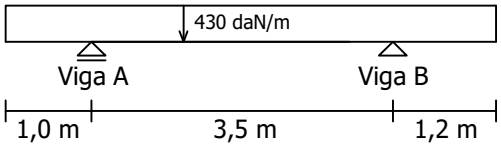
Faja 2:

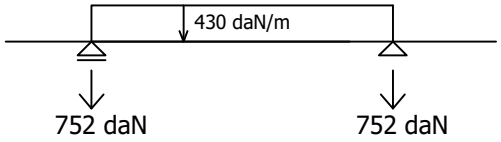


Faja 1:
Descargas



Faja 2:
Descargas



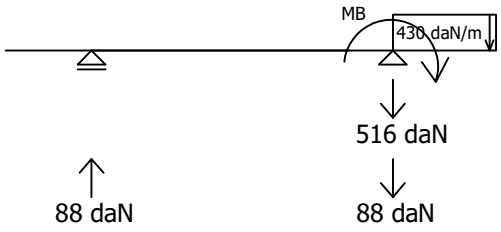


Carga entre apoyos

+

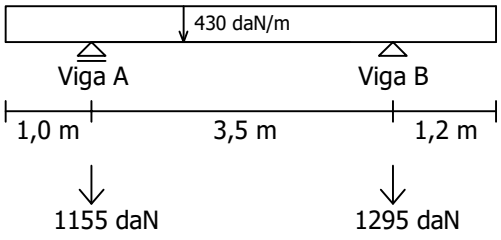
Ménsula sobre A

+



Ménsula sobre B

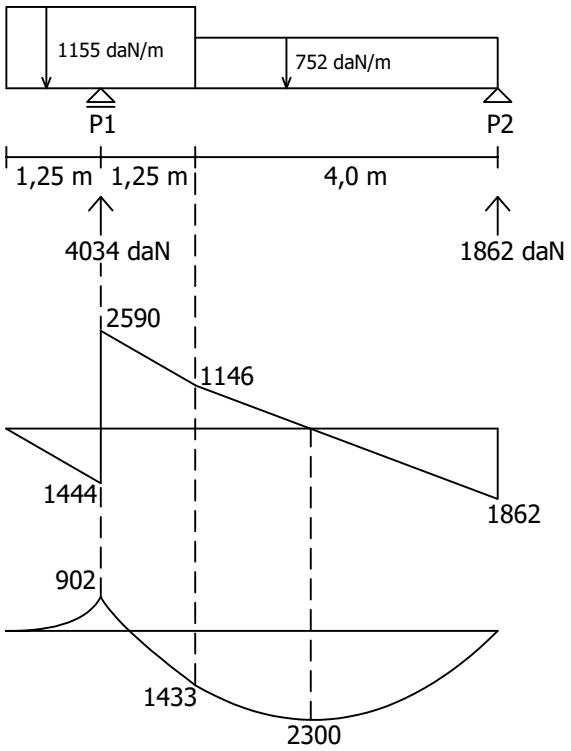
=



Descargas totales

VIGAS:

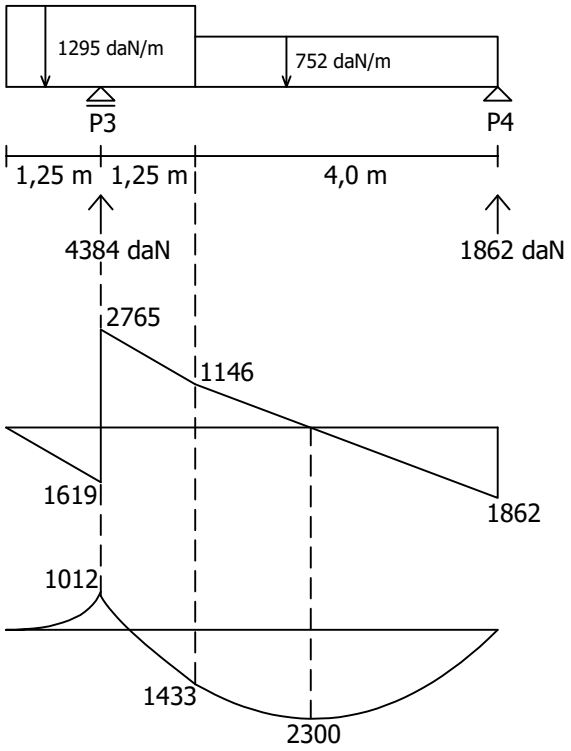
Viga A:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



V (daN)

M (daNm)

Viga B:
Equilibrio y
diagramas de solicitaciones.



V (daN)

M (daNm)

Dimensionado de Vigas:

Tensiones normales:
σ_d= 1400 daN/cm^2
Momento máx.: 2300 daNm

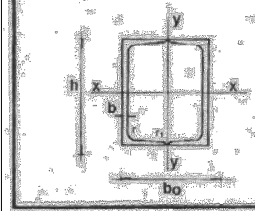
$$\sigma d \geq \frac{Mf}{Wx_{nec}} \rightarrow Wx_{nec} \geq \frac{Mf}{\sigma_d}$$

$$Wx_{nec} \geq \frac{230000\ daNcm}{1400\ daN/cm^2}$$

$$Wx_{nec} \geq 164{,}28\ cm^3$$

Tabla 7.1.3 - pag 76

Caracteristicas geometricas de elementos estructurales
COMBINACION DE PERFILES [DE ACERO



h,bo,b,d,r,r1	mm
A	cms2
g	daN/m
Iy,Ix	cms4
Wx,Wy	cms3
ix,iy	cms

	h	bo	b	d=r	r1	A	g	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy
3	30	66.00	5.00	7.0	3.50	10.88	8.54	12.78	8.52	1.08	53.55	1.63	2.22
4	40	70.00	5.00	7.0	3.50	12.42	9.74	28.20	14.10	1.50	71.84	2.05	2.41
5	50	76.00	5.00	7.0	3.50	14.24	11.18	52.80	21.12	1.92	102.33	2.69	2.68
6 1/2	65	84.00	5.50	7.5	4.00	16.06	14.18	115.00	35.38	2.52	167.77	3.99	3.05
8	80	90.00	6.00	8.0	4.00	22.00	17.28	212.00	53.00	3.10	243.46	5.41	3.33
10	100	100.00	6.00	8.5	4.50	27.00	21.20	412.00	82.40	3.91	379.97	7.60	3.75
12	120	110.00	7.00	9.0	4.50	34.00	26.80	728.00	121.33	4.62	603.54	10.97	4.21
→ 14	140	120.00	7.00	10.0	5.00	40.60	32.00	1210.00	172.86	5.45	862.35	14.37	4.60
16	160	130.00	7.50	10.5	5.50	48.00	37.60	1850.00	231.25	6.21	1212.95	18.66	5.03
18	180	140.00	8.00	11.0	5.50	56.00	44.00	2700.00	300.00	6.95	1673.16	23.90	5.47
20	200	150.00	8.50	11.5	6.00	64.40	50.60	3820.00	382.00	7.7	2237.02	29.83	5.89
22	220	160.00	9.00	12.5	6.50	74.80	58.80	5380.00	489.09	8.48	2962.60	37.03	6.29
24	240	170.00	9.50	13.0	6.50	84.60	66.40	7200.00	600.00	9.22	3821.87	44.96	6.72
26	260	180.00	10.00	14.0	7.00	96.60	75.80	9640.00	741.54	9.99	4893.06	54.37	7.12
28	280	190.00	10.00	15.0	7.50	106.60	83.60	12560.00	897.14	10.9	5976.72	62.91	7.49
30	300	200.00	10.00	16.0	8.00	117.60	92.40	16060.00	1070.67	11.7	7256.90	72.57	7.86
32	320	200.00	14.00	17.5	8.75	151.60	119.00	21740.00	1358.75	12.1	9495.62	94.96	7.91
35	350	200.00	14.00	16.0	8.00	154.60	121.20	25680.00	1467.43	12.9	10069.70	100.70	8.07
38	380	204.00	13.34	16.0	8.00	160.80	126.20	31520.00	1658.95	14.10	11048.60	108.32	8.33
40	400	220.00	14.00	18.0	9.00	183.00	143.60	40700.00	2035.00	14.9	14451.20	131.38	8.89

Según la tabla se obtiene:

2 Perfiles Normalizados C N° 14:

Wx: 172,86 cm^3

Ix: 1210 cm^4

h: 14,00 cm
d: 1,00 cm
b: 0,70 cm

Verificación de tensiones rasantes:
T_d= 1120 daN/cm^2
Cortante máx.: 2765 daN

$$T_d \geq \frac{V}{Área_{alma}}$$

$Área_{alma}$: 2 . [b . (h - 2.d)] → Tener en cuenta que como los datos de la tabla para determinar el área del alma corresponden a los de un solo perfil, se debe multiplicar por dos ya que la sección propuesta es una combinación de dos perfiles.

$Área_{alma}$ = 2 x [0,70cm x (14,00cm - 2 x 1,00cm)] = 16,80 cm^2

$$1120 \text{ daN/cm}^2 \geq \frac{2765 \text{ daN}}{16{,}80 \text{ cm}^2}$$

1120 daN/cm^2 ≥ 164,58 daN/cm^2 → Verifica

Verificación de deformaciones:

Flecha de tramo:
Como los momentos flectores máximos de ambos tramos son iguales, se verificará la deformación de ambos.

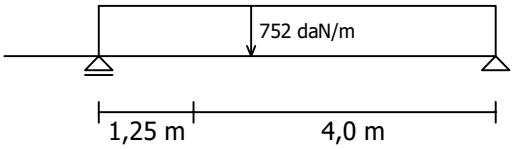
$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

Z_{adm}= L / 500 → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento primario en la estructura.

Z_{adm} = 525 cm / 500 = 1,05 cm

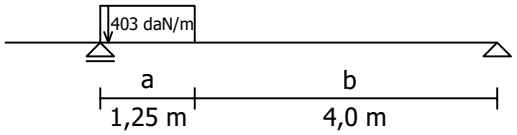
Flecha de tramo (Viga A):

$$Z_1 = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Ix}$$



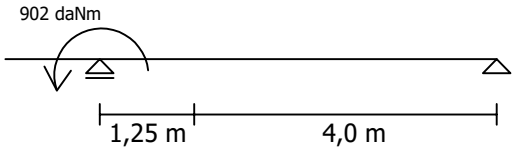
$$Z_1 = \frac{5 \times 7{,}52\ daN/cm \times (525\ cm)^4}{384 \times 2.100.000\ daN/cm^2 \times 1210\ cm^4} \rightarrow Z_1 = 2{,}93cm$$

$$Z_2 = \frac{p \cdot L^4}{10^3 \cdot E \cdot Ix} \cdot \left(13{,}57 \cdot \frac{a}{L} - 0{,}55\right)$$



$$Z_2 = \frac{4{,}03\ daN/cm \times (525\ cm)^4}{10^3 \times 2.100.000\ daN/cm^2 \times 1210\ cm^4} \times \left(13{,}57 \times \frac{125cm}{525cm} - 0{,}55\right) \rightarrow Z_2 = 0{,}32cm$$

$$Z_3 = \frac{-1}{16} \cdot \frac{M_0 \cdot L^2}{E \cdot Ix}$$



$$Z_3 = \frac{-1}{16} \times \frac{90200\ daNcm \times (525\ cm)^2}{2.100.000\ daN/cm^2 \times 1210\ cm^4} \rightarrow Z_3 = -0{,}61cm$$

$Z_{total} = Z_1 + Z_2 + Z_3 \rightarrow Z_{total} = 2{,}93cm + 0{,}32cm - 0{,}61cm$

$Z_{total} = 2{,}64cm$

$1{,}05cm\ (Z_{adm}) < 2{,}64\ cm\ (Z_{máx}) \rightarrow$ No Verifica

Se deberá redimensionar, para que se cumpla que Z_{adm} sea mayor o igual a $Z_{máx}$.

$I_{nec} / I_x \geq Z_{máx} / Z_{adm} \rightarrow I_{nec} \geq Z_{máx} \cdot I_x / Z_{adm}$

$I_{nec} \geq 2{,}64\ cm \times 1210\ cm^4 / 1{,}05\ cm$

$I_{nec} \geq 3042{,}28\ cm^4$

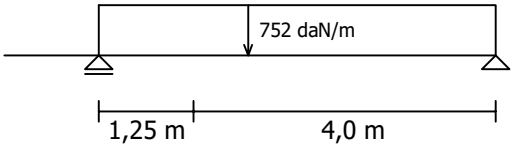
Según la tabla se obtiene:

2 Perfiles Normalizados C N° 20:

Ix: 3820 cm^4
Wx: 382 cm^3

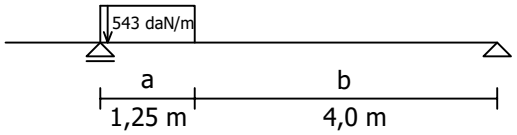
Flecha de tramo (Viga B):

$$Z_1 = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Ix}$$



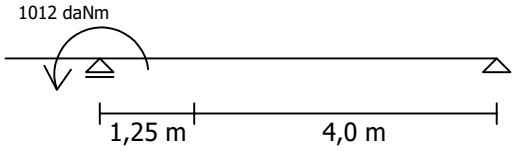
$$Z_1 = \frac{5 \times 7{,}52\ daN/cm \times (525\ cm)^4}{384 \times 2.100.000\ daN/cm^2 \times 3820\ cm^4} \rightarrow Z_1 = 0{,}93cm$$

$$Z_2 = \frac{p \cdot L^4}{10^3 \cdot E \cdot Ix} \cdot \left(13{,}57 \cdot \frac{a}{L} - 0{,}55\right)$$



$$Z_2 = \frac{5{,}43\ daN/cm \times (525\ cm)^4}{10^3 \times 2.100.000\ daN/cm^2 \times 3820\ cm^4} \times \left(13{,}57 \times \frac{125cm}{525cm} - 0{,}55\right) \rightarrow Z_2 = 0{,}14cm$$

$$Z_3 = \frac{-1}{16} \cdot \frac{M_0 \cdot L^2}{E \cdot Ix}$$



$$Z_3 = \frac{-1}{16} \times \frac{101200\ daNcm \times (525\ cm)^2}{2.100.000\ daN/cm^2 \times 3820\ cm^4} \rightarrow Z_3 = -0{,}22cm$$

$Z_{total} = Z_1 + Z_2 + Z_3 \rightarrow Z_{total} = 0{,}93cm + 0{,}14cm - 0{,}22cm$

$Z_{total} = 0{,}85cm$

$1{,}05cm\ (Z_{adm}) > 0{,}85\ cm\ (Z_{máx}) \rightarrow$ Verifica

Flecha de ménsula (Viga B):

$Z_{adm} \geq Z_{máx}$

Z_{adm}= L / 500 → Límite de fecha correspondiente a considerar la correa como un elemento primario en la estructura.

Z_{adm}= 125 cm / 500 = 0,25 cm

$$Z_{máx} = \frac{p \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot Ix} \rightarrow Z_{máx} = \frac{12{,}95 \text{ daN/cm} \times (125 \text{ cm})^4}{8 \times 2.100.000 \text{ daN/cm}^2 \times 3820 \text{ cm}^4}$$

$Z_{máx}$= 0,05 cm

0,25 cm (Z_{adm}) > 0,05 cm ($Z_{máx}$) → Verifica

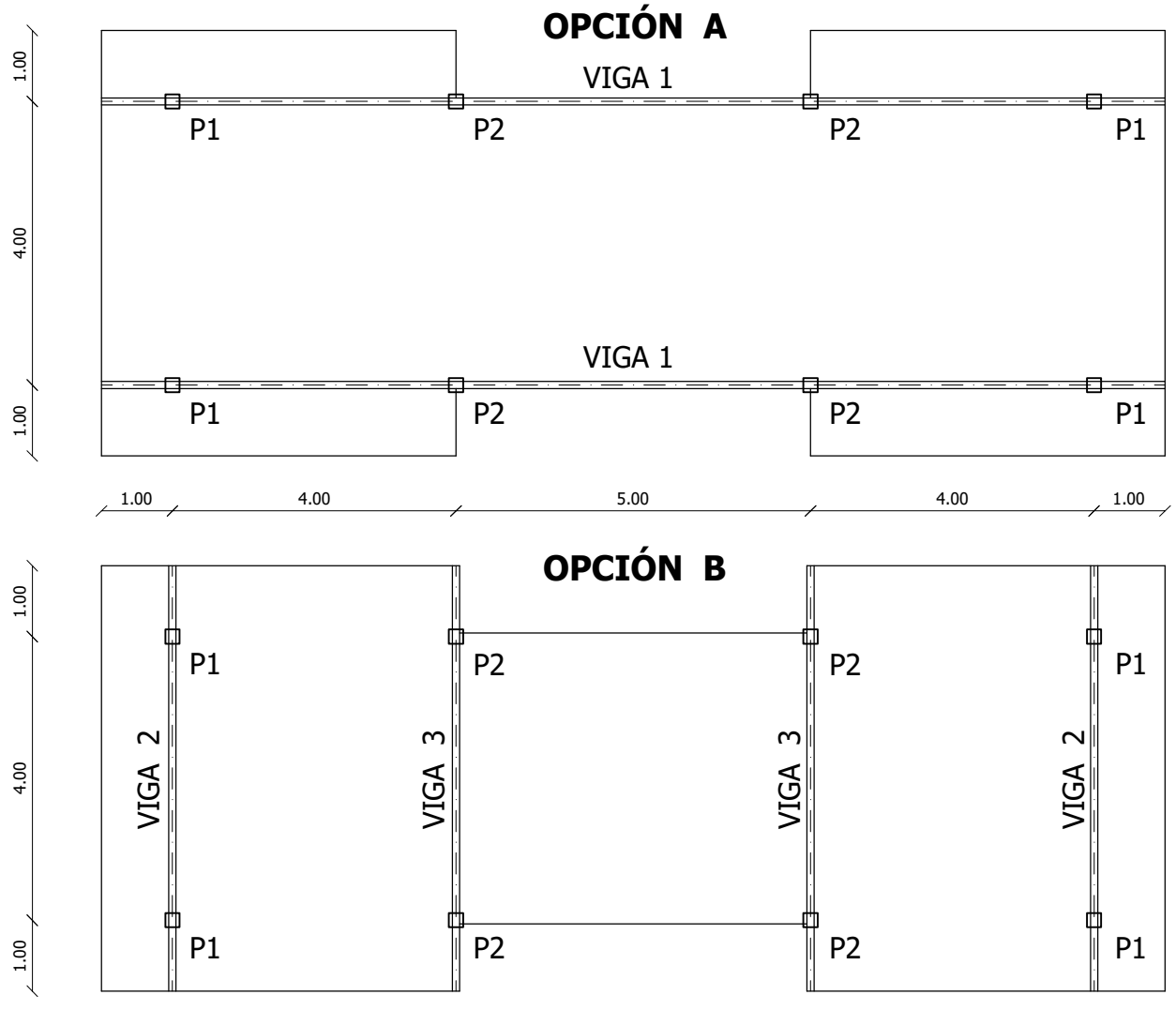
El diseño propuesto será el de la combinación de 2 perfiles C N°20, soldados en forma de cajón [ ].

Se proyecta la construcción de una estructura conformada por losas de hormigón armado apoyadas en vigas y pilares de perfiles de acero. Se desea realizar un estudio comparativo entre dos opciones (A y B), para calcular cuál precisaría la menor cantidad de acero.

Para ello se pide, para cada una de las opciones, lo siguiente:
1- Realizar el esquema de cargas de las distintas vigas
2- Indicar la descarga total de las vigas a los distintos pilares
3- Realizar los diagramas de solicitaciones de las mismas
4- Dimensionar con una combinación de dos P. N. [, la misma para todas las vigas
5- Indicar la cantidad de acero en kg que se ahorra con la mejor opción

DATOS AUXILIARES
-Carga total de las losas de hormigón armado (peso propio + sobrecarga):600 daN/m^2
-Tensión normal de dimensionado del acero: 1400 daN/cm^2
-Tensión tangencial de dimensionado de acero:1120 daN/cm^2
-Módulo de elasticidad del acero : 2.100.000 daN/cm^2

PLANTAS DE AMBAS OPCIONES esc 1:100 (cotas indicadas a eje y en metros)



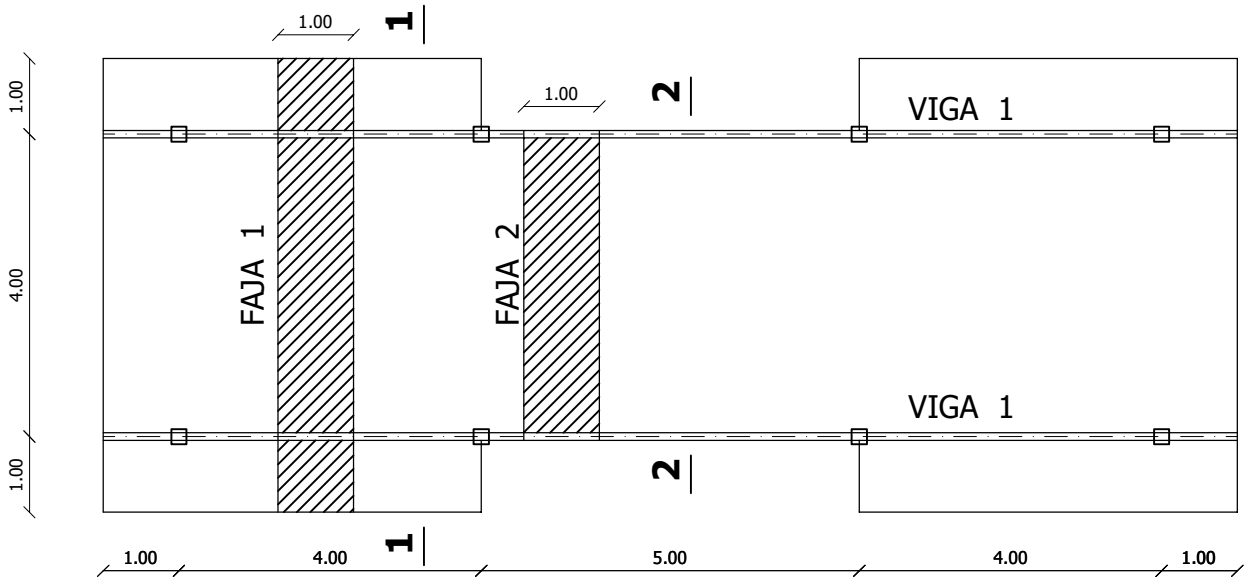
MODELO FUNCIONAL

En ambas opciones el modelo funcional es similar (seguimos el recorrido de las cargas): un elemento superficial superior (losa de hormigón armado) que apoya en lados paralelos que son las vigas (conformadas por perfiles de acero); y estas vigas, a su vez, transmiten la carga hacia sus puntos de apoyo que son los pilares (también conformados por perfiles de acero), y a través de los pilares las cargas se conducen, axilmente, hasta la cimentación.

Ese mismo orden en que se conducen las cargas es el que debemos seguir para estudiar los distintos componentes de la estructura:
LOSAS ----> VIGAS ----> (PILARES ; que en este ejercicio no se pide)

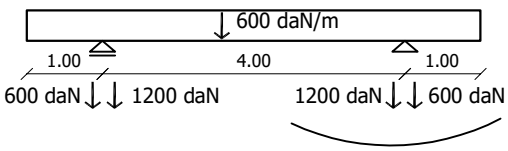
OPCIÓN A
DESCARGAS DE LAS LOSAS A LAS VIGAS 1

Como están apoyadas en lados paralelos, su deformación es cilíndrica. Esto significa que una faja se deforma igual que la adyacente y que cualquiera que tenga iguales condiciones de apoyos y cargas. Nos permite estudiar una faja genérica de un metro de ancho, (y a su vez nos facilitará posteriormente la etapa de dimensionado, que se verá en Estructuras II).



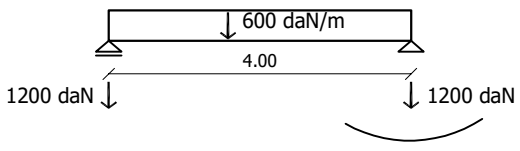
En la opción A podemos diferenciar dos cortes: en el 1-1 tenemos volados en los extremos, en cambio en el corte 2-2 no tenemos volados. Los esquemas de cargas correspondientes son los siguientes, ambos isostáticos:

corte 1-1 (FAJA 1)



descarga de la FAJA 1
en cada metro de viga
es 1800 daN

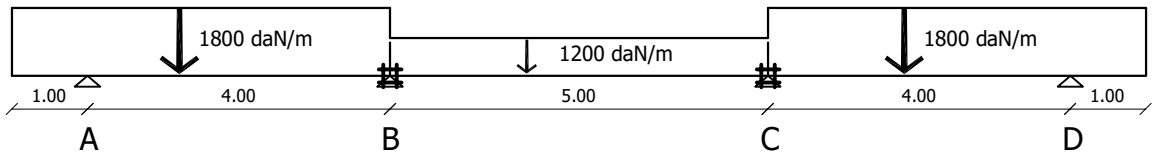
corte 2-2 (FAJA 2)



descarga de la FAJA 2
en cada metro de viga
es 1200 daN

VIGA 1

La viga 1 tiene cuatro apoyos, por lo tanto es **hiperestática**, por lo que aplicaremos el método de Cross para estudiarla, ya que hay nudos en que desconocemos los valores de los momentos, los nudos B y C. El método consiste en frenar aquellos nudos en los que desconocemos el valor de los momentos; por eso colocaremos aparatos fijadores en B y en C. En los nudos A y D sí conocemos los valores de los momentos (porque a la izquierda de A y a la derecha de D hay ménsulas, y podemos conocer la resultante izquierda y derecha, respectivamente, en esos puntos) y por eso no los frenamos.



También observamos la simetría de la estructura, tanto en la geometría como en las cargas. Y observamos que el eje de simetría atraviesa una barra (BC). O sea, se trata del tipo de simetría **por barra**. Nos facilitará el artificio, que lo realizaremos con la mitad de la estructura, cuidando, para este caso, de afectar el $\alpha\kappa$ (alfa.kappa) de la barra por la que pasa el eje de simetría con el factor $(1-\beta)$.

DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE REPARTICIÓN

Comenzamos por plantear el cuadro de valores

TRAMO	L	α	I	κ	$\alpha\kappa$	$\alpha\kappa'$	
AB	4	0,7500	1	0,2500	0,1875	-	r_{BA}=0,65
BC	5	1	1	0,2000	0,2000	0,1000	r_{BC}=0,35

TRAMOS: sólo consideramos los que **intervienen en el artificio**. La ménsula no interviene. La barra CD tampoco, por la simplificación de la simetría.
L es la luz, en metros: siempre tomamos la luz **real** del tramo.
Inercia: se podría trabajar con los valores reales, pero como sólo interesa el valor relativo, evitamos operar con los valores reales, que son números con muchas cifras, y trabajamos con la **relación entre valores de inercia** de las distintas barras, que es el cociente entre la inercia del tramo y la inercia mínima de la estructura (sólo considerando las barras que intervienen en el artificio). En este caso, E e I se simplifican, pues las barras tienen la misma inercia y son del mismo material.

α Este coeficiente depende de los vínculos. Para tramos articulados-frenados, como es el AB, corresponde el valor 0,75. Para el tramo BC, que es frenado-frenado, corresponde el valor 1.

κ es la rigidez de la barra, que es igual a E x I x 1/L (en este caso E e I valen 1, pues las barras tienen igual material e igual inercia). (Si tuviésemos materiales diferentes en las distintas barras, deberíamos también calcular una relación de módulos de elasticidad).

$\alpha\kappa$ es el producto de los valores correspondientes.

$\alpha\kappa'$ es la afectación del $\alpha\kappa$ **de la barra por la que pasa el eje de simetría** con el factor $(1-\beta)$ que es 0,5.

Para determinar los valores de los coeficientes de repartición debemos dividir el $\alpha\kappa$ de la barra entre la sumatoria de los $\alpha\kappa$ de las barras que concurren a ese nudo:

PARA EL NUDO B (concurren dos barras AB y BC, cada una tendrá su coef. de repartición):

$\sum\alpha\kappa$= 0,1875 + 0,1 = 0,2875

r_{BA} = 0,1875 / 0,2875 = 0,65 (coeficiente de repartición para la barra AB)

r_{BC} = 0,1 / 0,2875 = 0,35 (coeficiente de repartición para la barra BC)

Es importante que verifiquemos que los coeficientes de repartición de las barras que concurren a un mismo nudo sumen 1. En este caso: 0,65 + 0,35 = 1.

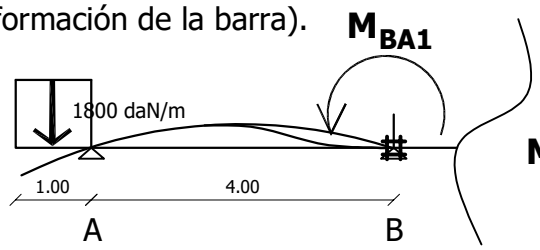
DETERMINACIÓN DE LOS M.E.P. (MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO)= MOMENTOS FRENO=MOMENTOS DE FIJACIÓN

MÉNSULA:

En el apoyo A la ménsula provoca un momento (M_m):

$M_m = R_{izq}$ x d = (1800 daN/m x 1m) x 0,5 m= -900 daNm (sentido antihorario). Este momento provocará un Momento freno en el apoyo B, llamado Momento transmitido, que conserva el sentido pero tiene la mitad de su módulo, o sea -450 daNm, porque se utiliza el coeficiente de transmisión β = 0,5.

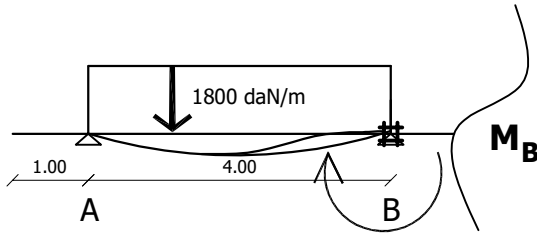
Se entiende mejor el sentido antihorario de ese momento si consideramos la deformación de la barra AB provocada por la acción de la ménsula, el Momento freno se opone a esa deformación ("pega" la tangente de la deformada al eje, para que quede la condición de giro nulo que impone el artificio) (justamente el nombre lo dice: "freno"= frena la deformación de la barra).



Momento de la ménsula transmitido

$$M_{BA1} = M_m \times \beta = 900 \times 0{,}5 = \mathbf{-450\ daNm}$$

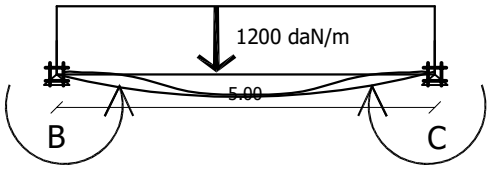
A su vez en la misma barra AB, la carga del tramo genera un momento freno en el apoyo B



Articulado-Frenado
Carga distribuida

$$M_{BA2} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{1800 \times 4^2}{8} = \mathbf{3600\ daNm}$$

En el tramo BC el momento freno correspondiente a la carga lo calculamos con la **luz real**:

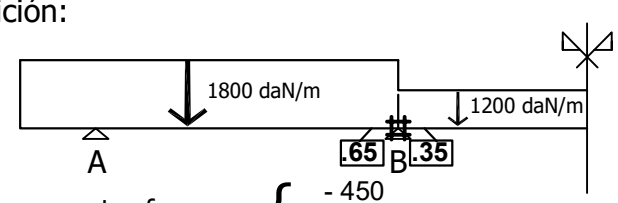


Frenado-Frenado
Carga distribuida

$$M_{BC} = \frac{p \cdot l^2}{12} = \frac{1800 \times 5^2}{12} = \mathbf{-3750\ daNm}$$

ARTIFICIO DE CROSS

En este caso, por haber simetría, **para realizar el artificio** dibujamos la mitad de la estructura. Colocamos los momentos frenos con sus respectivos signos, y los coeficientes de repartición:



momentos freno { - 450 + 3600 - 3750

momentos repartidos : + 390 + 210

momentos finales : **+ 3540 - 3540**

es importante verificar que en cada nudo los momentos sumen cero (nudo en equilibrio)

Σ momentos freno en B:

- 450 + 3600 - 3750 = **- 600 daNm**

libero el nudo (quito el freno):

el nudo gira por efecto del momento de sentido contrario al del freno: **+ 600 daNm**

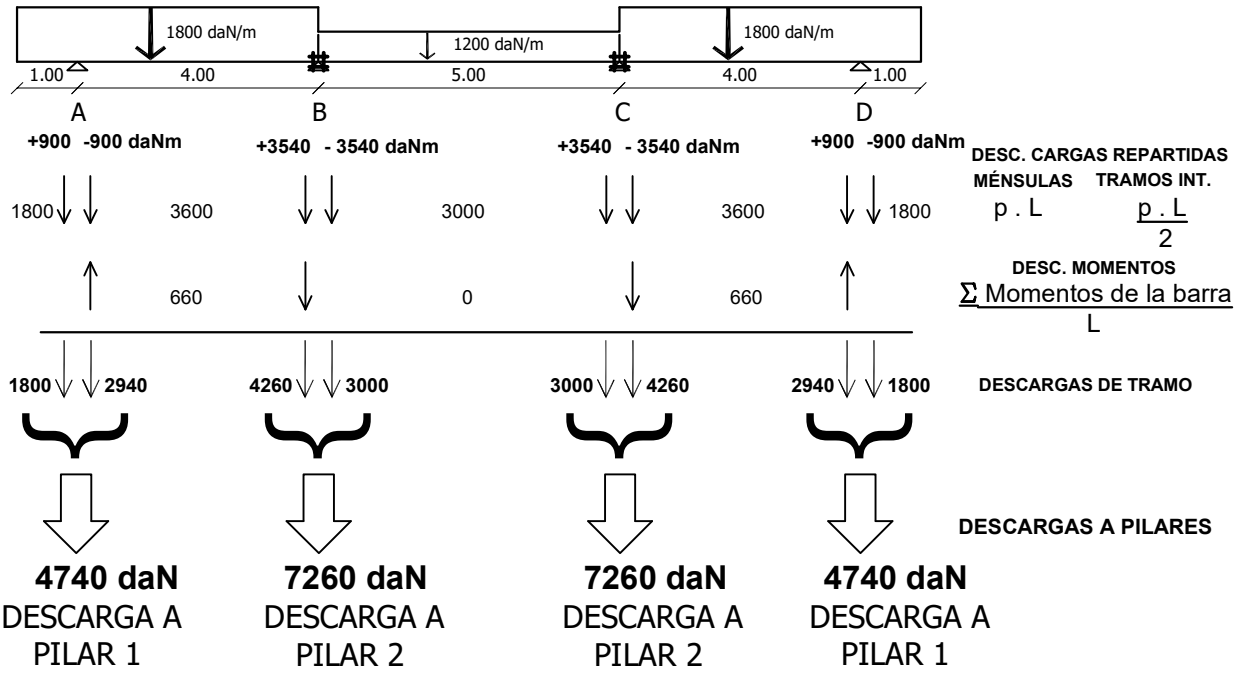
cada tramo recibirá su cuota parte de este momento, según su coeficiente de repartición, así ambos girarán un mismo ángulo :

+600 x 0,65 = +390 +600 x 0,35= +210

DESCARGAS DE LA VIGA 1 EN LOS PILARES

Finalizado el artificio, en adelante debemos dibujar la estructura **completa**.

Para realizar las descargas dibujamos la estructura **completa**, colocando los momentos finales que obtuvimos de Cross (que ya son reactivos), cargas y luces.



4740 daN DESCARGA A PILAR 1

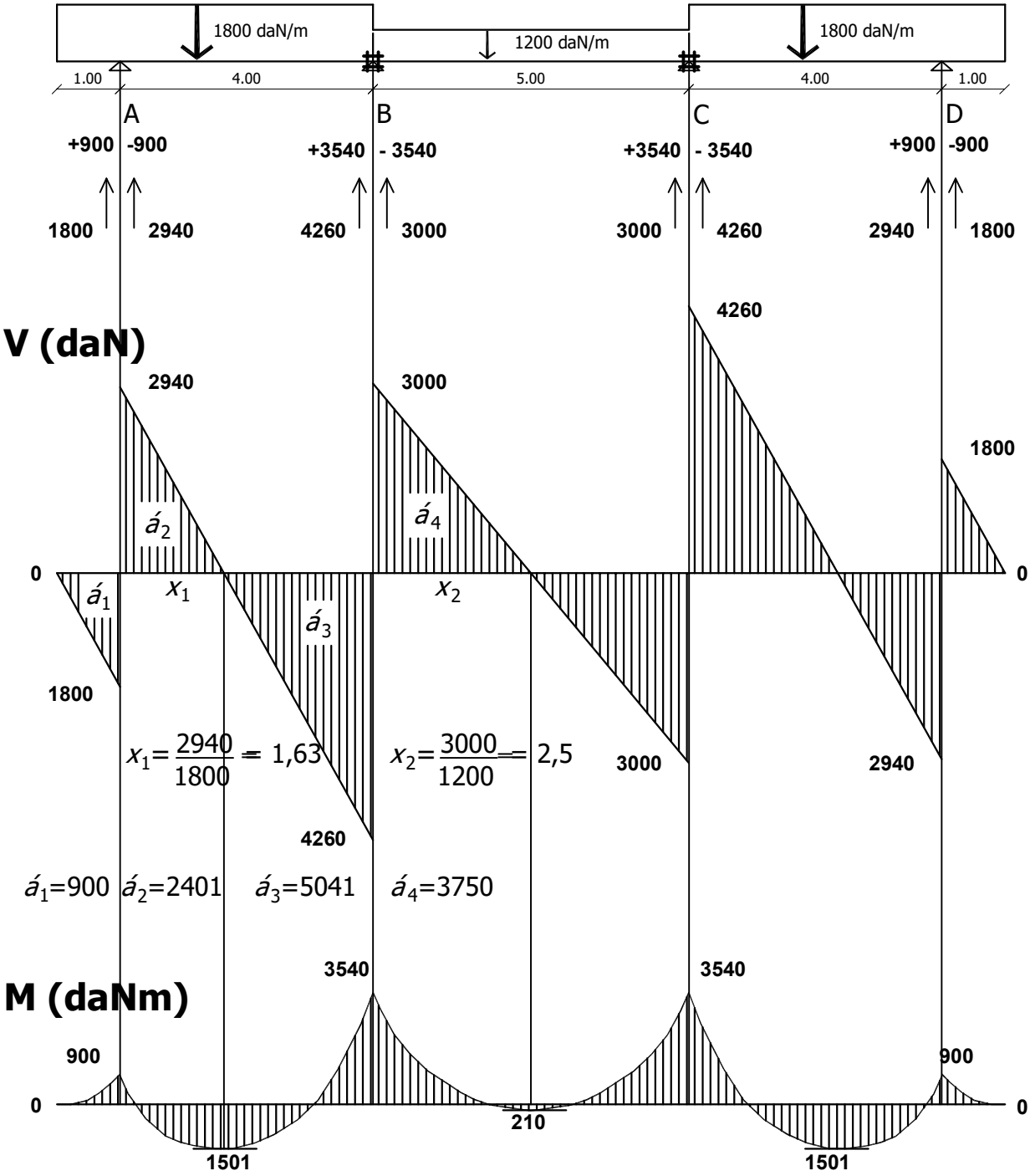
7260 daN DESCARGA A PILAR 2

7260 daN DESCARGA A PILAR 2

4740 daN DESCARGA A PILAR 1

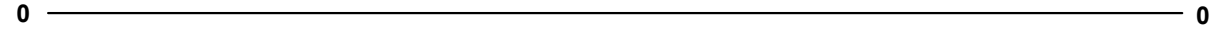
DIAGRAMAS DE SOLICITACIONES DE LA VIGA 1

Para realizar los diagramas dibujamos la viga completa. Colocamos los momentos finales que obtuvimos de Cross (que ya son reactivos), las reacciones de tramo (iguales en módulo a las descargas de tramo, pero sentido contrario), las cargas y las luces.



M_1=-900+2401=+1501 daNm M_2=-3540+3750=+210 daNm

N (daN)



DIMENSIONADO DE LA VIGA 1

DIMENSIONADO POR TENSIONES NORMALES:

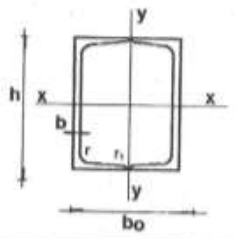
Elegimos el mayor momento con que está solicitada la viga: 3540 daNm
El axil correspondiente a esa sección es 0, por lo que dimensionaremos a flexión simple.

$$W_{nec} \geq \frac{354000\ daNcm}{1400\ daN/cm^2} = 252{,}86\ cm^3$$

Con este valor vamos a la tabla de combinación de perfiles normalizados [de acero y elegimos aquel que tenga menor W, pero que supere los 252,86 cm^3.

Tabla 7.1.3 - pág 78

Caracteristicas geometricas de elementos estructurales
COMBINACION DE PERFILES [DE ACERO



h,bo,b,d,r,r1	mm
A	cms2
g	daN/m
Iy,Ix	cms4
Wx,Wy	cms3
Ix,Iy	cms

	h	bo	b	d=r	r1	A	g	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy
3	30	66.00	5.00	7.0	3.50	10.88	8.54	12.78	8.52	1.08	53.55	1.63	2.22
4	40	70.00	5.00	7.0	3.50	12.42	9.74	28.20	14.10	1.50	71.84	2.05	2.41
5	50	76.00	5.00	7.0	3.50	14.24	11.18	52.80	21.12	1.92	102.33	2.69	2.68
6 1/2	65	84.00	5.50	7.5	4.00	18.06	14.18	115.00	35.38	2.52	167.77	3.99	3.05
8	80	90.00	6.00	8.0	4.00	22.00	17.28	212.00	53.00	3.10	243.46	5.41	3.33
10	100	100.00	6.00	8.5	4.50	27.00	21.20	412.00	82.40	3.91	379.97	7.60	3.75
12	120	110.00	7.00	9.0	4.50	34.00	26.80	728.00	121.33	4.62	603.54	10.97	4.21
14	140	120.00	7.00	10.0	5.00	40.80	32.00	1210.00	172.86	5.45	862.35	14.37	4.60
16	160	130.00	7.50	10.5	5.50	48.00	37.60	1850.00	231.25	6.21	1212.95	18.66	5.03
18	180	140.00	8.00	11.0	5.50	56.00	44.00	2700.00	300.00	6.95	1673.16	23.90	5.47
20	200	150.00	8.50	11.5	6.00	64.40	50.60	3820.00	382.00	7.7	2237.02	29.83	5.89

Elegimos PN[] 18 W_x=300cm^3 A= 56 cm^2 I_x= 2700 cm^4

VERIFICACIÓN DE LA TENSIÓN RASANTE:

La tensión provocada por la mayor solicitación de cortante, no debe superar la tensión de diseño del acero para esfuerzos cortantes. Para ello elegimos el mayor valor del diagrama de cortantes, y lo dividimos entre el área del alma de la sección (considerando los perfiles ya determinados por la tensión normal), esto nos da una tensión que no debe superar a 1120 daN/cm2 (tensión tangencial de diseño del acero):

$$\tau_{máx} = \frac{Vmáx}{A\ del\ alma} = \frac{4260\ daN}{2 \times [(18-1{,}1x2) \times 0{,}8]\ cm^2} = \frac{4260}{25{,}2\mathbf{8}} = 168{,}51\ daN/cm^2$$

$\tau_{máx}$ = 168,51 daN/cm^2 < 1120 daN/cm^2 = τ_d **verifica**

VERIFICACIÓN DE LA FLECHA:

La deformación mayor de la viga, no debe superar la deformación máxima admisible.

En este caso deberíamos verificar la flecha de la ménsula en el extremo libre, la flecha en el tramo AB y en el tramo BC. En los tres casos consideramos como máximo admisible la luz sobre 500.

MÉNSULA :

Z_{adm}= 100 cm / 500 = **0,2 cm** $Z_{máx}$ = **0,04 < 0,2** = Z_{adm} **verifica**

$$Z_{máx} = \frac{q\ L^4}{8\ E\ I} = \frac{18\ (daN/cm) \times 100^4\ (cm^4)}{8 \times 2100000\ (daN/cm2) \times 2700\ (cm^4)} = \mathbf{0{,}04\ cm}$$

TRAMO AB :

Z_{adm}= 400 cm / 500 = **0,8 cm**

$Z_{máx}$ = **0,27 < 0,8** = Z_{adm} **verifica**

$$Z_{máx} = \frac{5\ q\ L^4}{384\ E\ I} - \frac{(\sum [M])\ L^4}{16\ E\ I} = \frac{5 \times 12 \times 400^4}{384 \times 2100000 \times 2700} - \frac{(90000 + 354000) \times 400^2}{16 \times 2100000 \times 2700} = 1{,}058 - 0{,}783 = \mathbf{0{,}27}\ cm$$

TRAMO BC :

Z_{adm}= 500 cm / 500 = **1 cm**

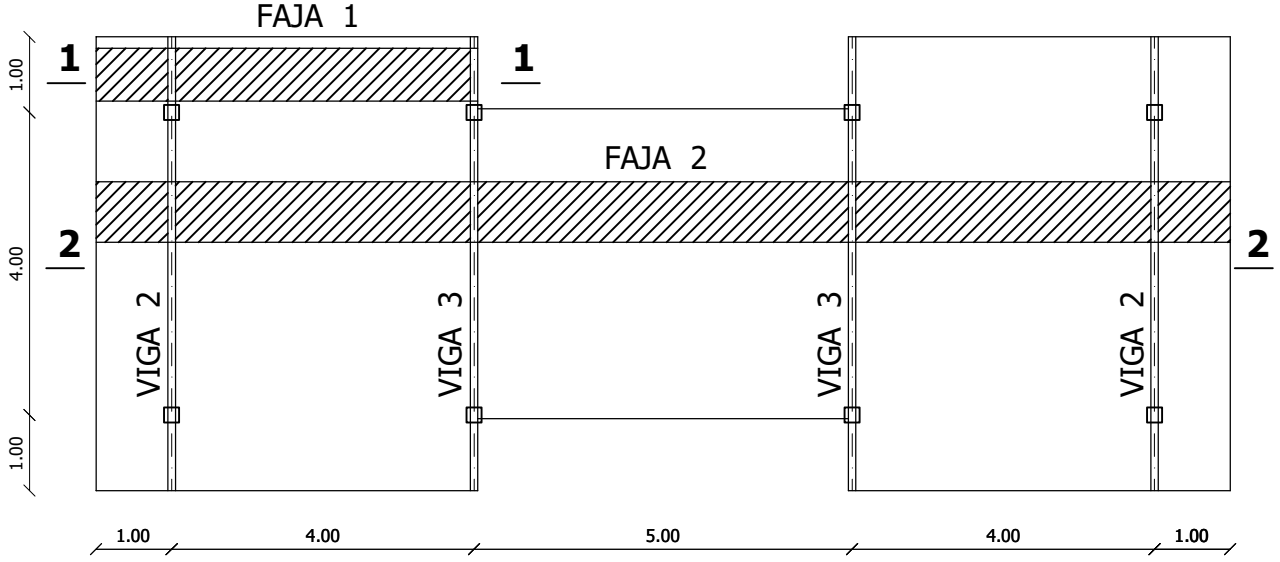
$Z_{máx}$ = **0,23 < 1** = Z_{adm} **verifica**

$$Z_{máx} = \frac{5\ q\ L^4}{384\ E\ I} - \frac{(\sum [M])\ L^4}{16\ E\ I} = \frac{5 \times 12 \times 500^4}{384 \times 2100000 \times 2700} - \frac{(354000 + 354000) \times 500^2}{16 \times 2100000 \times 2700} = 1{,}72 - 1{,}95 = -\ \mathbf{0{,}23}\ cm$$

OPCIÓN B

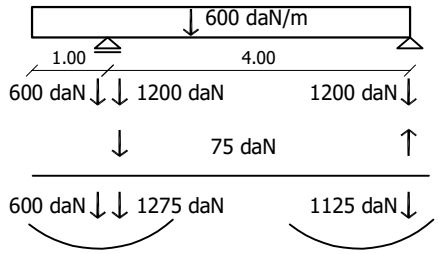
DESCARGAS DE LOSAS

También en esta opción las losas están apoyadas en lados paralelos, su deformación es cilíndrica. Estudiamos pues fajas de 1m de ancho, y también en esta opción podemos encontrar dos fajas diferentes, según el corte 1-1 (FAJA 1) y según el corte 2-2 (FAJA 2)



En esta opción B, la FAJA 1 es isostática, y la FAJA 2 hiperestática, por lo que para la segunda aplicaremos el método de Cross para determinar las descargas. Como las luces son las mismas que la viga de la opción A, y también los tramos tienen igual inercia entre sí, los coeficientes de repartición van a ser los mismos. La única diferencia es la carga y, en consecuencia, los momentos freno.

DETERMINACIÓN DE LAS DESCARGAS DE LA FAJA 1 (CORTE 1-1)



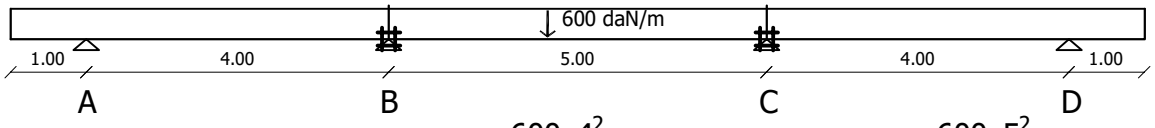
descarga de la FAJA 1 en cada metro de la viga 2

descarga de la FAJA 1 en cada metro de la viga 3

$M_m = R_{izq}$ x d = (600 daN/m x 1m) x0,5 m= 300 daNm (sentido antihorario)

Descarga del momento de la ménsula en ambos apoyos, mediante un par de fuerzas:
F = M / d = 300 daNm / 4m = 75 daN

DETERMINACIÓN DE LAS DESCARGAS DE LA FAJA 2 (CORTE 2-2)

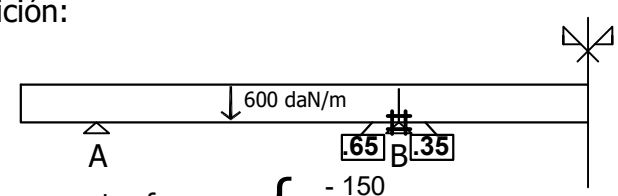


$M_m = R_{izq}$ x d = -300 daNm $M_{BA2} = \frac{600x4^2}{8} = 1200$ daNm $M_{BC} = \frac{600x5^2}{12} =$ -1250daNm

Momento transmitido:

ARTIFICIO DE CROSS

En este caso, por haber simetría, **para realizar el artificio** dibujamos la mitad de la estructura. Colocamos los momentos frenos con sus respectivos signos, y los coeficientes de repartición:



momentos freno { - 150 / + 1200 - 1250

momentos repartidos : + 130 + 70

momentos finales : **+ 1180 - 1180**

es importante verificar que en cada nudo los momentos sumen cero (nudo en equilibrio)

Σ momentos freno en B:

- 150 + 1200 - 1250 = **- 200 daNm**

libero el nudo (quito el freno):

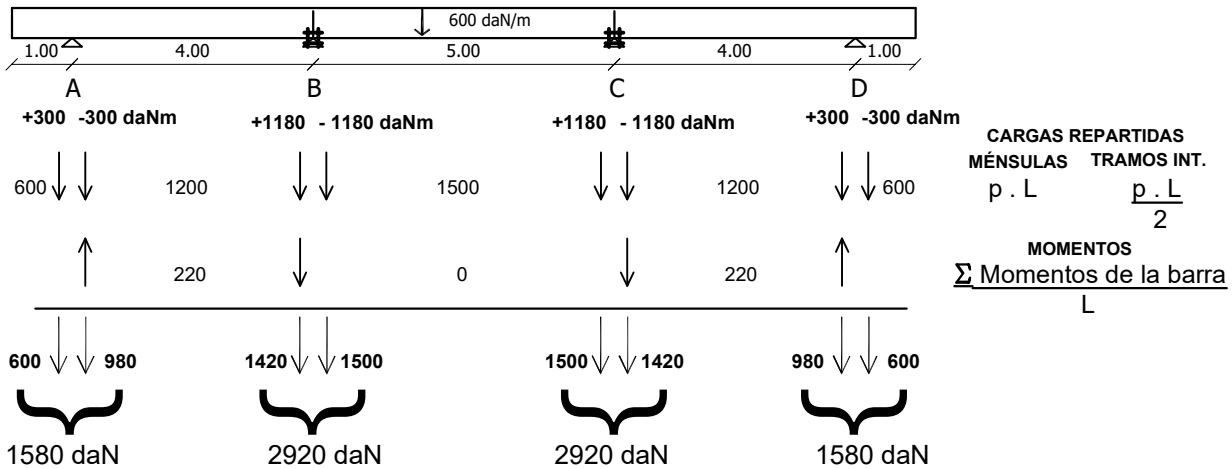
el nudo gira por efecto del momento de sentido contrario del del freno: **+ 200 daNm**

cada tramo recibirá su cuota parte de momento según su coeficiente de repartición así ambos girarán un mismo ángulo :

+200 x 0,65 = +130 +200 x 0,35= +70

DESCARGAS DE LA FAJA 2

Para realizar las descargas dibujamos la estructura **completa**, colocando los momentos finales que obtuvimos de Cross (que ya son reactivos), cargas y luces.



CARGAS REPARTIDAS

MÉNSULAS p . L

TRAMOS INT. $\frac{p \cdot L}{2}$

MOMENTOS $\frac{\Sigma \text{ Momentos de la barra}}{L}$

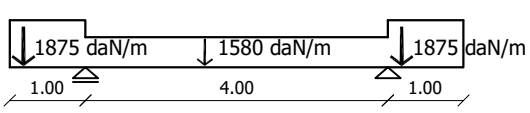
1580 daN descarga de la FAJA 2 en cada metro de la viga 2

2920 daN descarga de la FAJA 2 en cada metro de la viga 3

2920 daN descarga de la FAJA 2 en cada metro de la viga 3

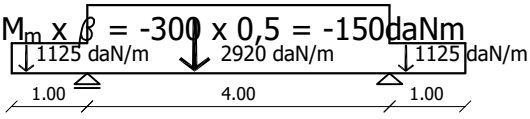
1580 daN descarga de la FAJA 2 en cada metro de la viga 2

ESQUEMA DE CARGAS DE LA VIGA 2



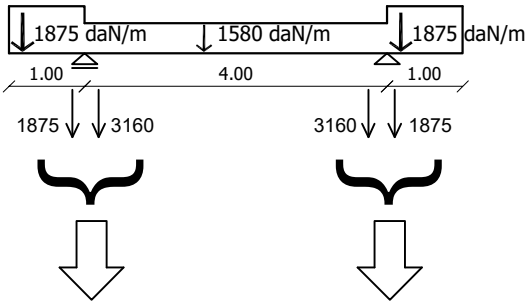
ESQUEMA DE CARGAS DE LA VIGA 3

$M_{BA1} = M_m \times \beta = -300 \times 0,5 = -150$daNm



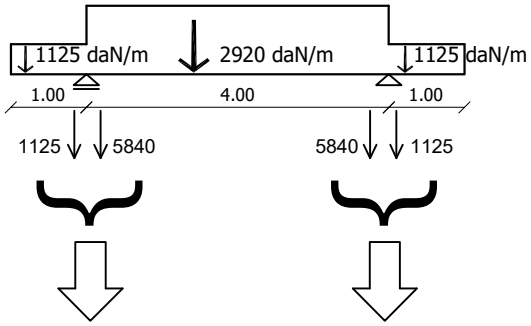
DESCARGAS DE LAS VIGAS 2 Y 3

Tanto la viga 2 como la viga 3 son isostáticas, y simétricas (tanto en geometría como en cargas).



5035 daN
DESCARGA A
PILAR 1

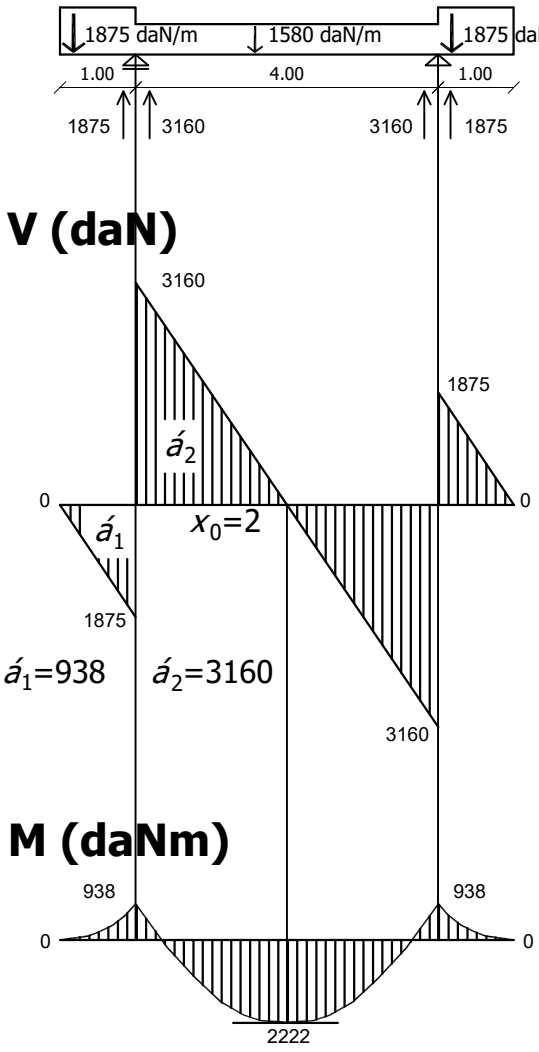
5035 daN
DESCARGA A
PILAR 1



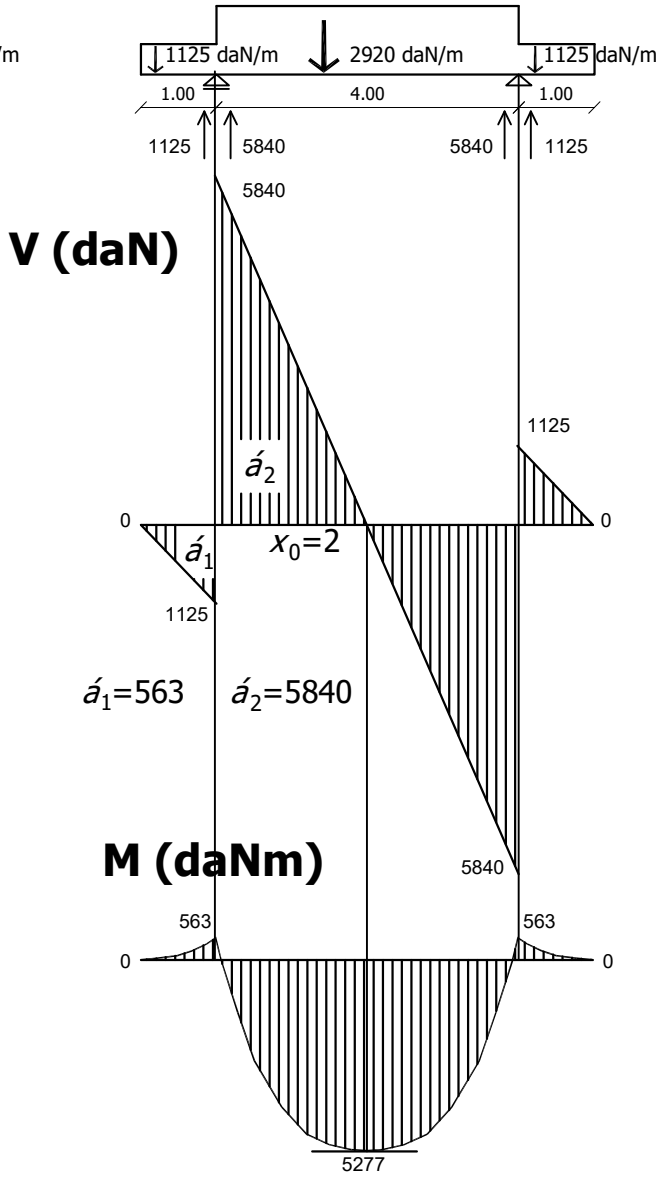
6965 daN
DESCARGA A
PILAR 2

6965 daN
DESCARGA A
PILAR 2

DIAGRAMAS DE SOLICITACIONES DE LAS VIGAS 2 Y 3



M_0=-938+3160=+2222 daNm



M_0=-563+5840=+5277 daNm

DIMENSIONADO POR TENSIONES NORMALES:

Elegimos el mayor momento con que están solicitadas las vigas: 5277 daNm
El axil correspondiente a esa sección es 0, por lo que dimensionaremos a **flexión simple**.

$$W_{nec} \geq \frac{527700\ daNcm}{1400\ daN/cm^2} = 376{,}93\ cm^3$$

	h	bo	b	d=r	r1	A	g	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy
16	160	130.00	7.50	10.5	5.50	48.00	37.60	1850.00	231.25	6.21	1212.95	18.66	5.03
18	180	140.00	8.00	11.0	5.50	56.00	44.00	2700.00	300.00	6.95	1673.16	23.90	5.47
20	200	150.00	8.50	11.5	6.00	64.40	50.60	3820.00	382.00	7.7	2237.02	29.83	5.89
22	220	160.00	9.00	12.5	6.50	74.80	58.80	5380.00	489.09	8.48	2962.60	37.03	6.29

Elegimos PN[] 20 W_x**=382cm³** **A= 64,4 cm²** I_x**=3820 cm⁴**

VERIFICACIÓN DE LA TENSIÓN RASANTE:

$$\tau_{máx} = \frac{Vmáx}{A\ del\ alma} = \frac{5840\ daN}{2 \times [(20\text{-}1{,}15x2) \times 0{,}85]\ cm^2} = \frac{5840}{25{,}28} = 168{,}51\ daN/cm^2$$

$\tau_{máx}$ = 194,08 daN/cm² < 1120 daN/cm² = τ_d **verifica**

VERIFICACIÓN DE LA FLECHA:

EN EL TRAMO CENTRAL DE LA VIGA 3 :

Z_{adm}= 400 cm / 500 = 0,8 cm

$$Z_{máx} = \frac{5\ q\ L^4}{384\ E\ I} - \frac{(\sum [M])\ L^4}{16\ E\ I} =$$

$$= \frac{5 \times 29{,}2 \times 500^4}{384 \times 2100000 \times 3820} - \frac{(56300 + 56300) \times 400^2}{16 \times 2100000 \times 3820} = 1{,}213 - 0{,}14 = 1{,}073\ cm$$

no verifica

$$I_{nec} = \frac{I_{hallada} \times Z_{hallada}}{Z_{adm}} = \frac{3820 \times 1{,}073}{0{,}8} = 5123 cm^4$$ ----> **PN [] 22** (I=5380cm⁴)

COMPARACIÓN DE CANTIDAD DE ACERO:

OPCIÓN A : 2 perfiles x 15 m/perfil x 44 kg/m= **1320 kg de acero**

OPCIÓN B : 4 perfiles x 6m/perfil x 58,8 kg/m= **1411,2 kg de acero**

} **91 kg menos de acero op A**

Se proyecta construir un espacio para exposiciones, cuya forma y dimensiones se expresan en los gráficos adjuntos.

Se pide:

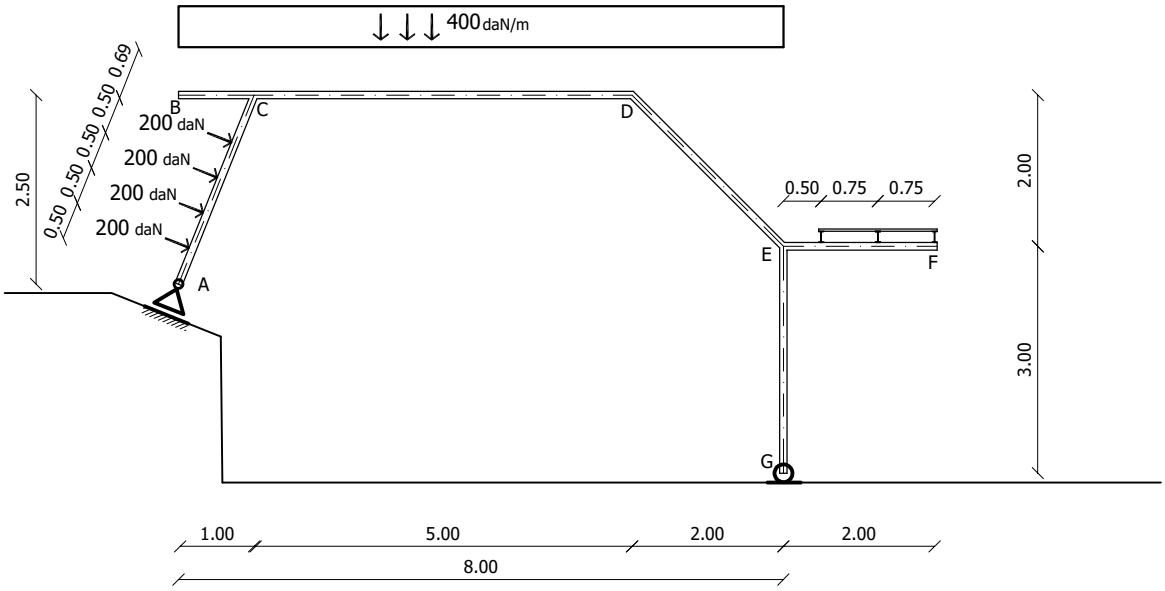
1- Modelo funcional de la estructura.
2- Hallar el equilibrio global del pórtico biarticulado.
3- Indicar la resultante izquierda y las solicitaciones en A, C, D, E, F y G.
4- Trazar diagramas de solicitaciones del pórtico ABCDEFG.
5- Dimensionar la sección más comprometida con una combinación de dos perfiles C de acero, formando una sección cerrada ([]):

a) en el plano vertical (plano que contiene al pórtico y que corresponde al mayor momento de inercia de la sección), en análisis de primer orden.
b) en el plano perpendicular al anterior (que corresponde al menor momento de inercia de la sección), verificar el tramo EG utilizando como luz de pandeo 3,00 m.

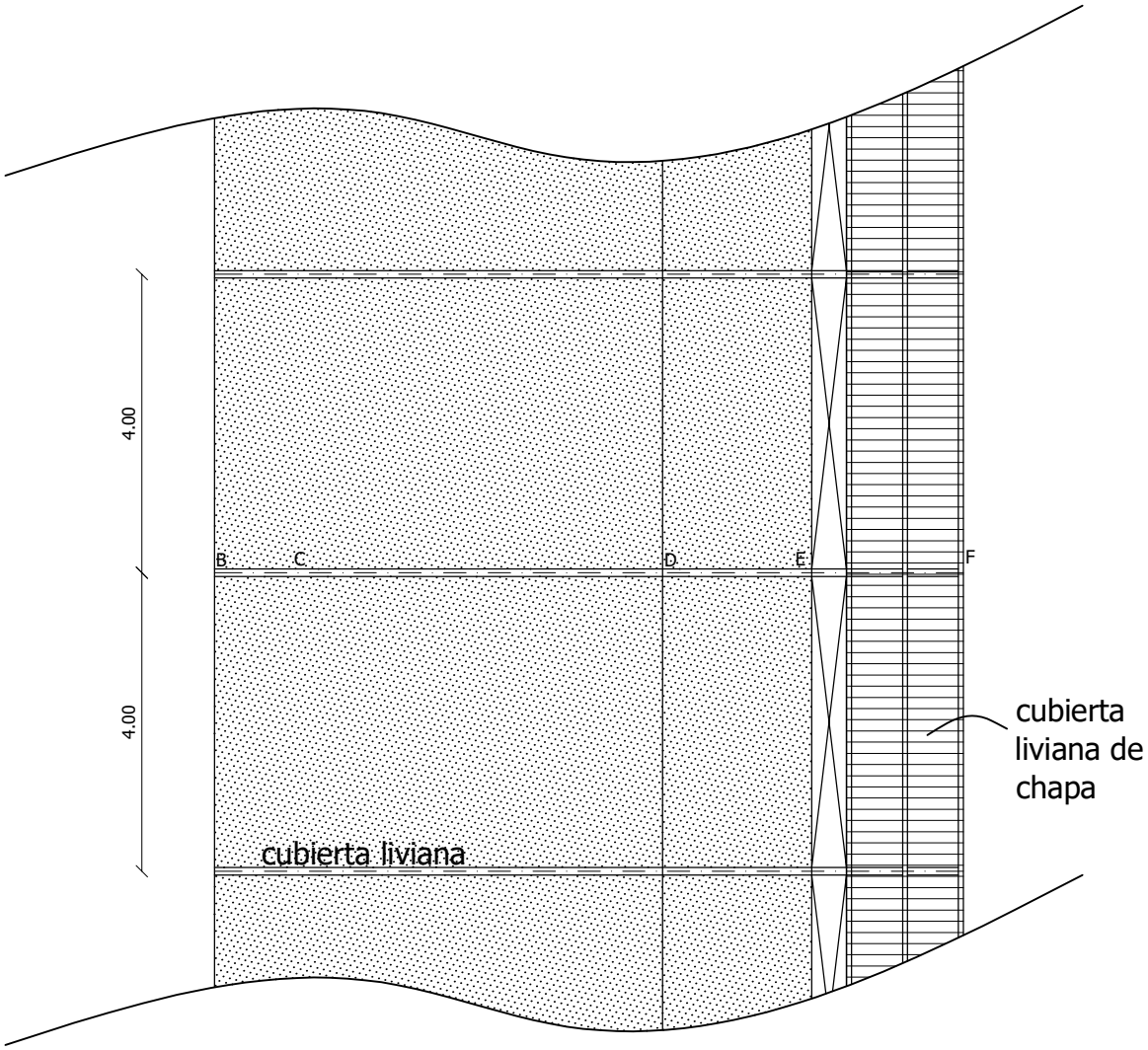
DATOS AUXILIARES:

- La carga total de la cubierta liviana de chapa es de 100 daN/m^2.
- Tensión normal de dimensionado del acero: 1400 daN/cm^2.
- Tensión tangencial de dimensionado del acero: 1120 daN/cm^2.
- Módulo de elasticidad del acero: 2.100.000 daN/cm^2.

NOTA: las cotas que se indican son a eje, y están expresadas en metros.



corte esc 1:100

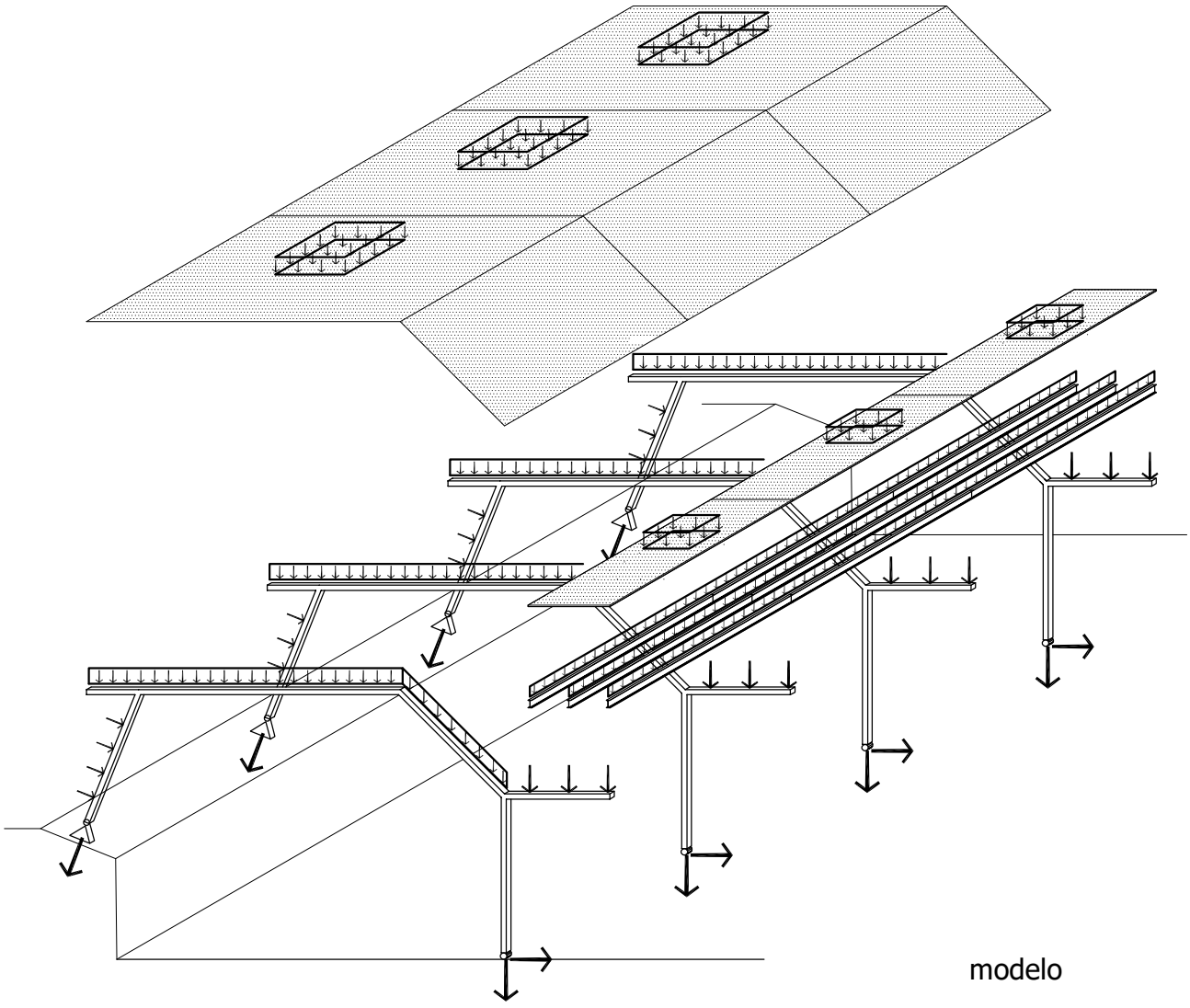


planta esc 1:100

1- Modelo funcional de la estructura.

El local tiene una cubierta que apoya en pórticos paralelos, separados 4,00 m entre sí y, hacia la derecha, una cubierta de chapas apoyadas en correas que descargan sobre las ménsulas del pórtico.
Se analiza uno de los pórticos intermedios, que son los más comprometidos por recibir descargas de los cerramientos de ambos lados. De acuerdo a sus vínculos externos, pueden clasificarse como biarticulados. Poseen un vínculo simple o articulación deslizante en A, y uno doble, o articulación fija, en G. Se trata, por lo tanto, de elementos estructurales isostáticos.

Establecemos el **modelo funcional** separando las diferentes unidades estructurales, y siguiendo la trayectoria de las cargas, de arriba hacia abajo, hasta los apoyos, en orden inverso al que se realiza en la construcción.



modelo

Estudiamos las acciones que recibe un pórtico intermedio.

La cubierta superior, por tener dos dimensiones predominantes frente a la tercera, constituye lo que denominamos **tramo superficial**. También la carga es superficial y uniformemente distribuida, descargando linealmente sobre dos pórticos dispuestos en forma paralela, tanto en sus tramos horizontales de la izquierda (BCD), como en el inclinado de la derecha (DE).
Esa descarga está indicada y vale 400 daN/m (200 daN/m de la cubierta de un lado del pórtico, y 200 daN/m de la del otro lado).

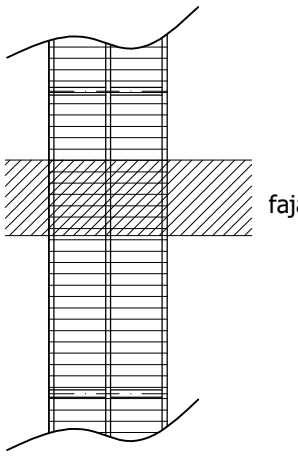
El tramo inclinado de la izquierda (AC), recibe descarga de correas que soportan un cerramiento inclinado, sometido a peso propio y acción del viento. Estas correas están fuera de estudio, y sus descargas puntuales sobre el tramo están indicadas como datos del problema. Sus módulos son de 200 daN y están separadas 50 cm entre sí.

Finalmente, la ménsula EF recibe las descargas de correas que soportan la cubierta liviana de chapas, y cuyos valores deberán hallarse antes de estudiar el equilibrio global del pórtico.

Comenzamos analizando la descarga de la cubierta liviana sobre las correas.
Como la cubierta es un elemento superficial apoyado en elementos paralelos, estudiamos exclusivamente una faja de 1,00 m de ancho. La totalidad de la cubierta es una sucesión de estas fajas todas iguales. Elegimos 1,00 m de ancho porque el valor de descarga que hallemos va a corresponder a la descarga que actuará en cada metro lineal de correa.

Como son tres correas, la faja a estudiar tiene dos tramos que consideraremos discontinuos, por simplificación, y como la separación entre correas es la misma (0,75 m), el estudio se reduce a un único modelo. La carga indicada para la cubierta es de 100 daN/m2. Como tomamos una faja de 1,00 m de ancho, la carga será de 100 daN en cada metro en la dirección longitudinal de la faja.

Faja de 1,00 metros de ancho de cubierta



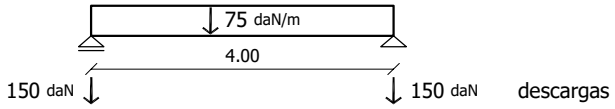
faja de un metro

descargas

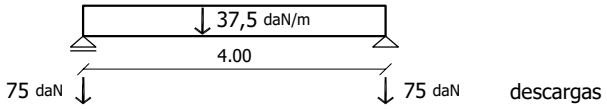
Podemos identificar dos tipos de correas: la intermedia, que recibe carga de ambos lados, (por lo tanto tendrá una carga lineal uniformemente distribuida de 37,5 x 2 = 70 daN en cada metro de correa), y las de borde, que reciben descarga de un solo lado, en las que debemos considerar 37,5 daN en cada metro de correa.
Estas correas están conformadas por perfiles discontinuos, interrumpidos en cada pórtico, por lo que serán tramos independientes de 4,00 m de longitud.

Planteamos los esquemas de las correas teniendo en cuenta las dos situaciones de carga.
La resultante total de la carga uniformemente distribuida será el valor de la carga en cada metro por la longitud total del tramo, y se ubicará en el centro, por simetría. Y las descargas en cada apoyo (los pórticos) serán iguales. Sus módulos serán de 150 daN para el caso de la correa intermedia, y de 75 daN para las de borde.

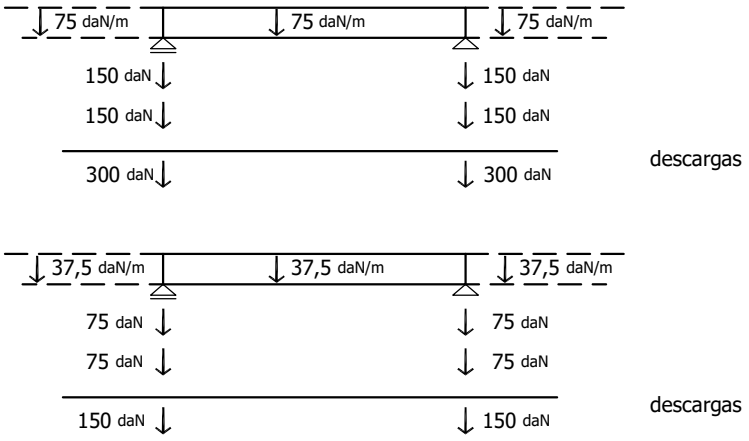
correa intermedia



correa de borde

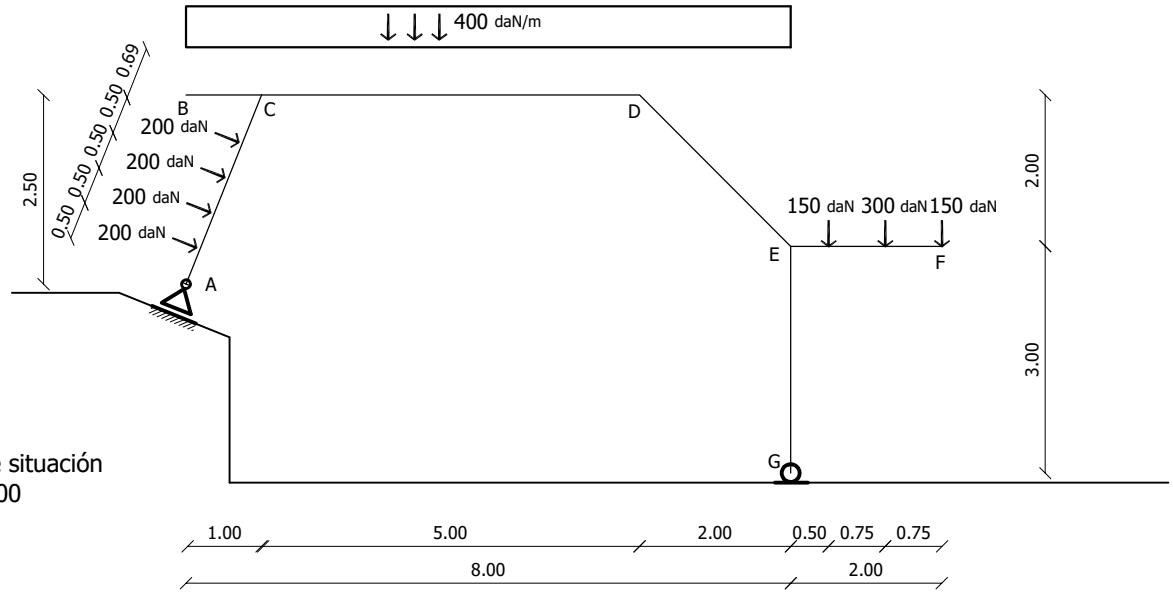


Cuando analizamos las acciones sobre la ménsula EF del pórtico, debemos tener en cuenta que recibe la descarga de una correa de un lado y otra del otro lado, por tratarse de un pórtico intermedio. Serán entonces dos cargas puntuales de 150 daN y una de 300 daN entre ellas. De esta forma completamos las acciones sobre el pórtico a estudiar.



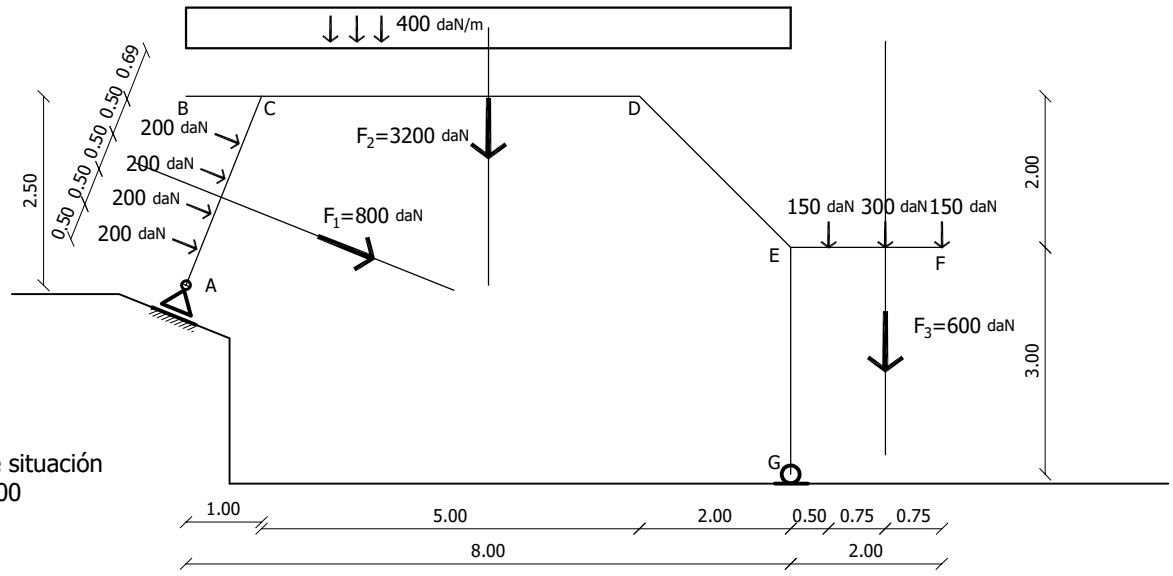
2- Hallar el equilibrio global del pórtico biarticulado.

Acciones sobre el pórtico



Plano de situación
esc. 1:100

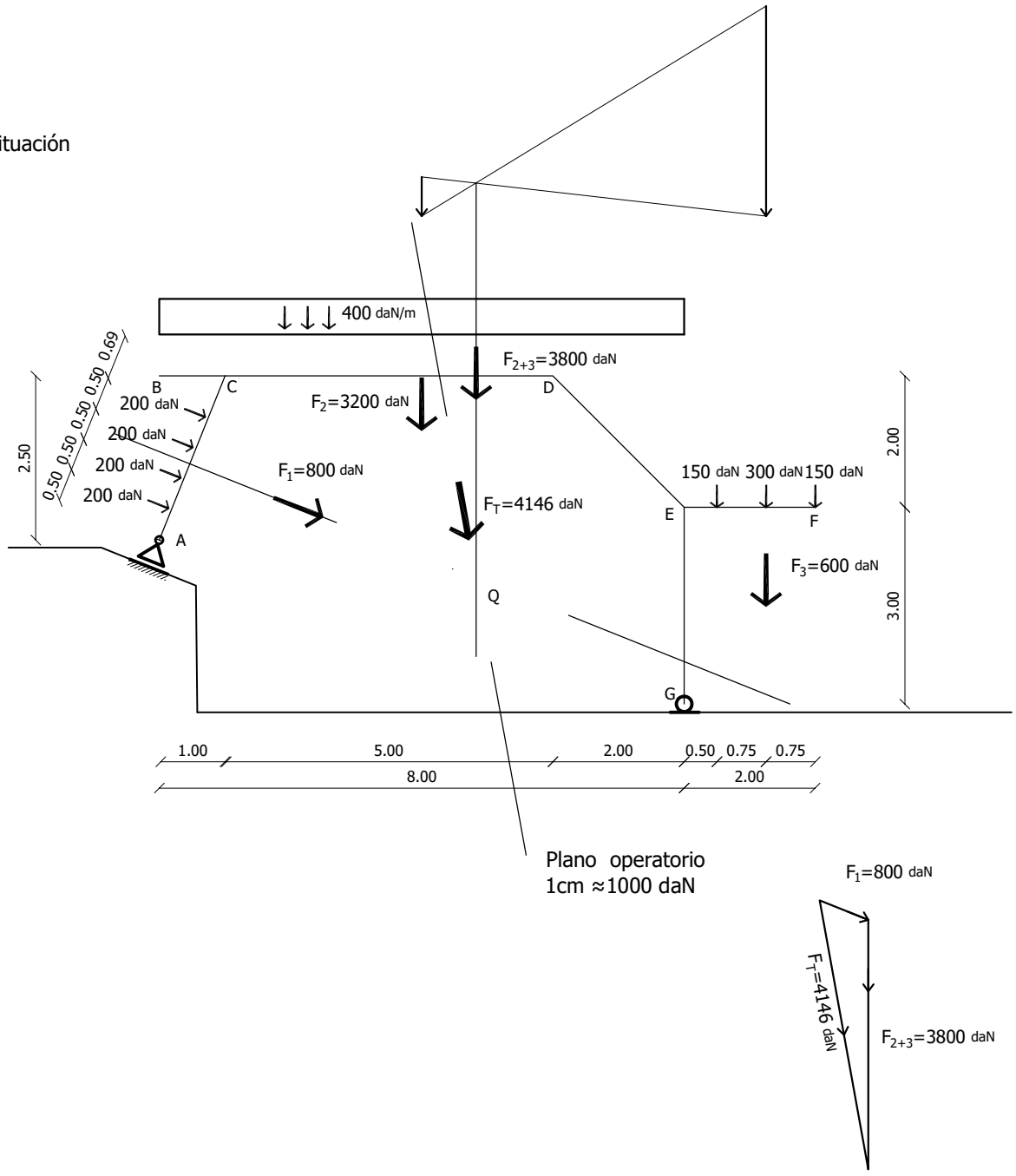
Una vez conocidas las acciones, debemos analizar el equilibrio global, para lo cual es necesario hallar un sistema equivalente o resultante de todas las cargas actuantes. Para ello determinamos previamente algunas resultantes parciales. Las cargas puntuales sobre el tramo AC forman un subconjunto simétrico, por lo que su resultante parcial F_1, se determina rápidamente: es una fuerza de 800 daN ubicada sobre el eje de simetría del subsistema, con dirección paralela a la de las cargas componentes. La carga distribuida de 400 daN/m tiene su resultante F_2, de dirección vertical, con un módulo de 3200 daN (400 daN/m x 8,00 m), ubicada en el centro del segmento en que está aplicada. Las cargas puntuales sobre la ménsula EF tienen su resultante F_3, de 600 daN, ubicada sobre el eje de simetría de este subsistema, que coincide con la línea de acción de la carga central, y al igual que sus componentes, es de dirección vertical.



Plano de situación
esc. 1:100

Teniendo ubicadas estas resultantes parciales, procedemos a sumarlas de dos en dos. Primero sumamos las verticales (F_2 y F_3): el módulo de la resultante es la suma de ambos módulos, 3800 daN, y se ubica a una distancia de la mayor y de la menor que guardan relación inversa a los módulos de las respectivas fuerzas. (Ver el trazado geométrico de las diagonales entre módulos transpuestos).
Finalmente componemos la resultante de F_2 + F_3, F_{2+3}, con la resultante F_1. La dirección, el sentido y el módulo de esta fuerza, que es la resultante total F_T, los obtenemos del plano operatorio. La línea de acción de F_T pasa por el punto Q, de concurrencia de las líneas de acción de F_{2+3} y F_1.

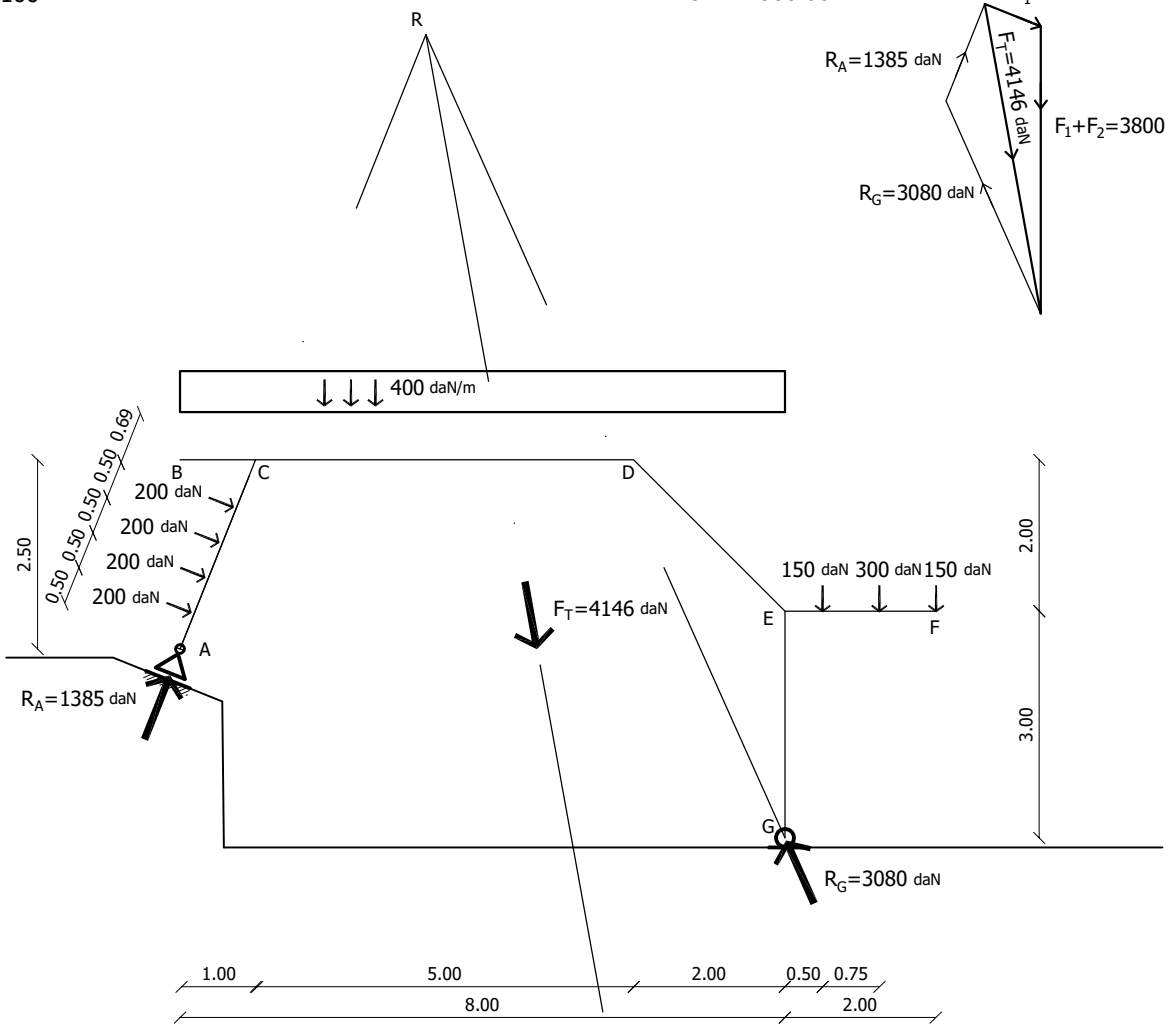
Plano de situación
esc. 1:100



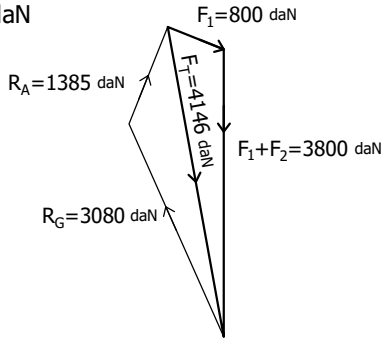
Plano operatorio
1cm ≈1000 daN

El vínculo en A del pórtico es una articulación deslizante o carrito, por lo tanto sólo es capaz de impedir eficazmente el desplazamiento en la dirección perpendicular a su plano de deslizamiento. Deducimos, entonces, la dirección y la recta soporte de la reacción RA: es perpendicular a dicho plano de deslizamiento, pasando por A.
El vínculo en G es una articulación fija, por lo tanto es capaz de impedir eficazmente desplazamientos en cualquier dirección en el plano, pero no puede impedir giros. Deducimos, entonces, que existen infinitas direcciones posibles para RG, pero todas ellas pasan por G.
Es necesario recordar que, para que tres fuerzas en el plano estén en equilibrio, tienen que tener rectas soporte concurrentes en un punto, o paralelas (concurrentes en el infinito).
Por lo tanto, en nuestro ejemplo, las rectas soporte de F_T, R_A y R_G, tienen que ser concurrentes en un mismo punto.
Trazamos una recta perpendicular al plano de deslizamiento de la articulación deslizante por A, y buscamos su intersección con la recta soporte de F_T. Encontramos, así, el punto R. La recta soporte de R_G queda así definida: es una recta que pasa por R y por G. Luego, para determinar sentidos y módulos de las reacciones trazamos el polígono de equilibrio en el plano operatorio.

Plano de situación
esc. 1:100



plano operatorio
1cm ≈1000 daN

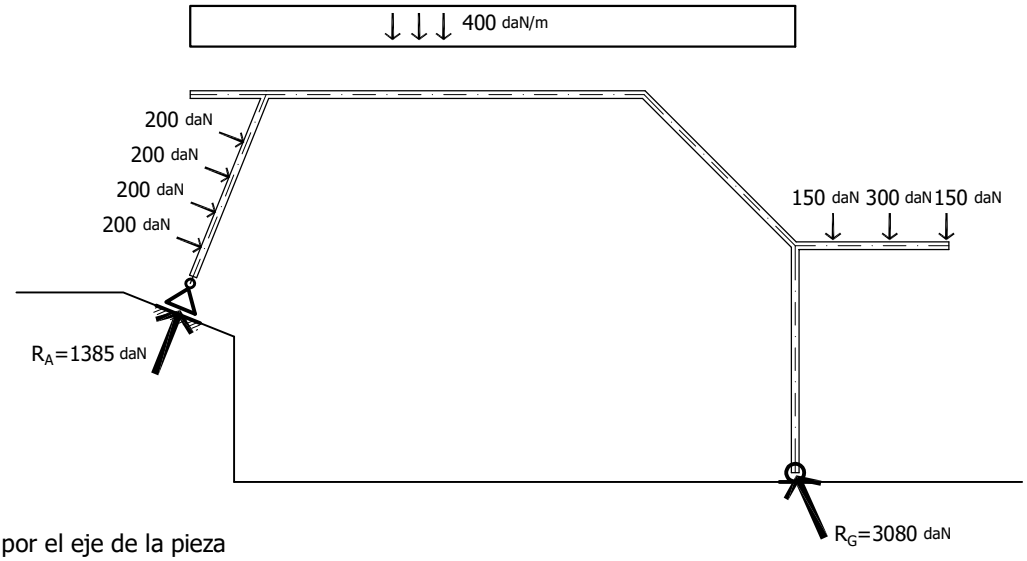


3-Indicar la resultante izquierda y las solicitaciones en A, C, D, E, F y G.

Sección en A

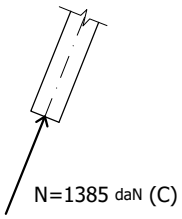
Se trata de la primera sección de la barra AC (recorriéndola desde A hasta C), un diferencial por encima del nudo A. A la izquierda de la sección sólo tenemos la reacción R_A, por lo cual ésta es la resultante izquierda. Dado que la barra tiene una dirección perpendicular al plano de deslizamiento (coincide, en este caso, la dirección de R_A con la dirección de la barra AC), esta fuerza sólo produce un esfuerzo axil de compresión. No existe componente cortante ni momento en esta sección.

Plano de situación
esc. 1:100



Rizq A pasa por el eje de la pieza
por lo tanto M=0

Esquema de la sección



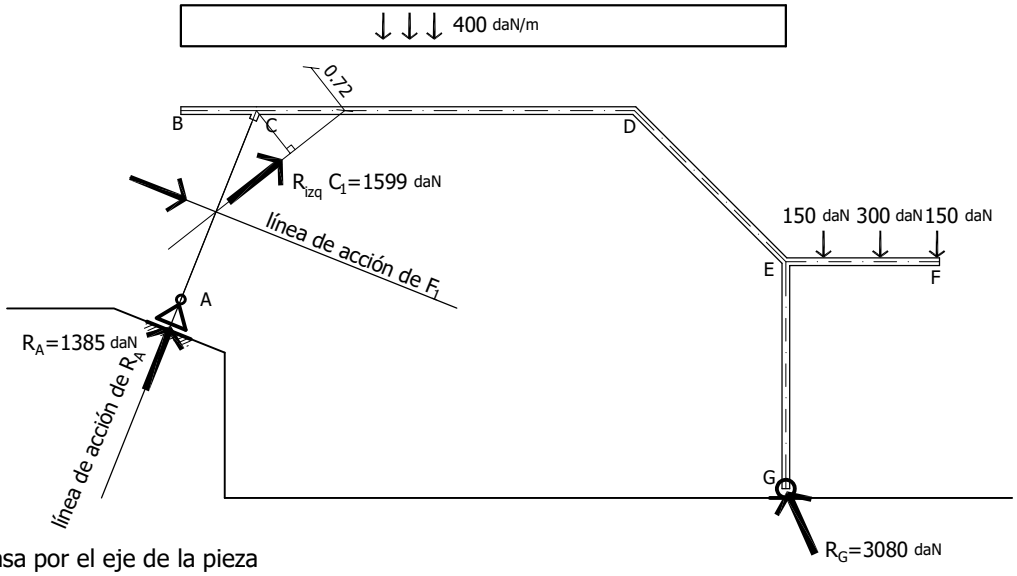
Rizq A= R_A = 1385daN
V=0
M=0
N= 1385 daN (C)

Sección 1 en C

Se trata de la última sección de la barra AC (recorriéndola desde A hasta C), un diferencial por debajo del nudo C.

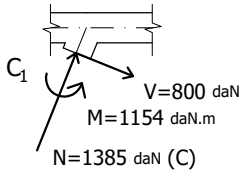
Debemos componer R_A con las cuatro fuerzas puntuales de 200 daN aplicadas sobre la barra AC, para determinar la resultante izquierda de C_1. En el plano operatorio hallamos mediante un polígono abierto su módulo, dirección y sentido. Si descomponemos esta fuerza en una perpendicular y una paralela al eje de la barra AC, obtenemos el esfuerzo cortante y el axil de la sección, que en este caso es de compresión. El Momento flector de la sección lo obtenemos multiplicando el módulo de su resultante izquierda por la distancia medida desde C a la línea de acción de la fuerza, en dirección perpendicular. El sentido del mismo se obtiene analizando el giro de la fuerza con respecto al punto C, en este caso anti horario.

Plano de situación
esc. 1:100

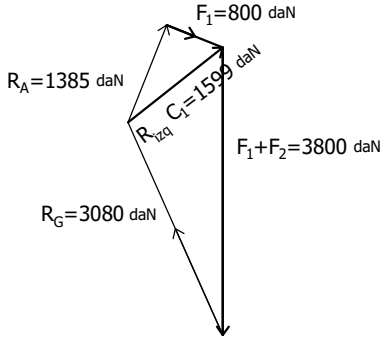


Rizq C_1 no pasa por el eje de la pieza
por lo tanto M≠0

Esquema de la sección



Plano operatorio
1cm ≈1000 daN



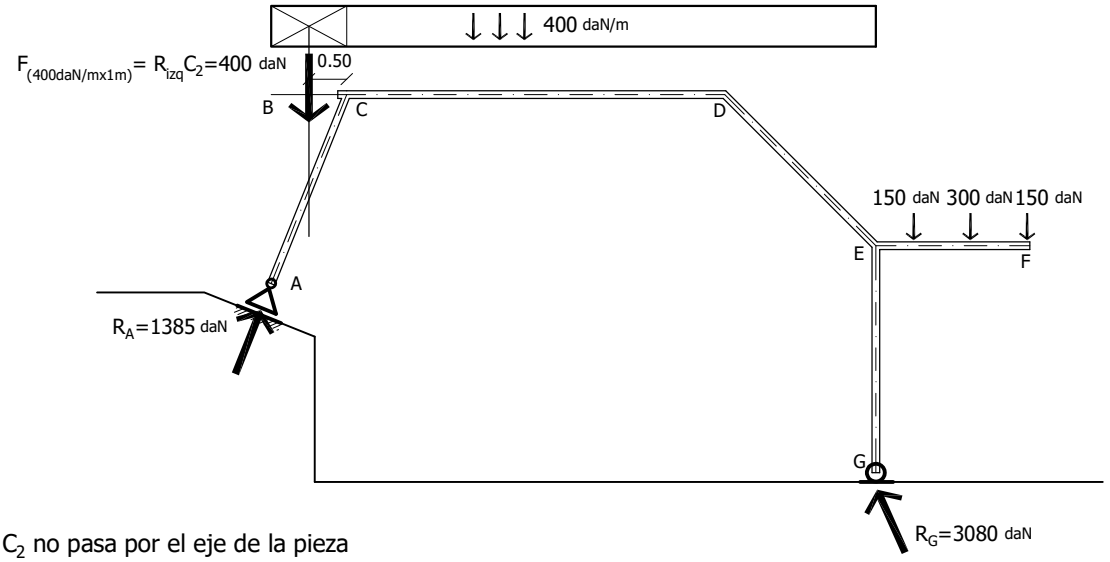
Rizq C_1=1599daN
V=800 daN
M= 1599daN x 0.722m= 1154 daN.m
N= 1385 daN (C)

Sección 2 en C

Se trata de la última sección de la barra BC (recorriéndola desde B hasta C), un diferencial a la izquierda del nudo C.

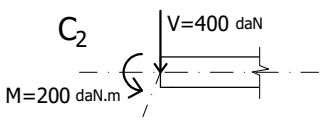
La resultante izquierda es la resultante de la carga distribuida aplicada en la barra BC. Es una fuerza vertical con sentido hacia abajo, cuya línea de acción pasa por el centro de la barra y cuyo módulo es de 400 daN (400 daN/m x 1 m). Esta fuerza no produce esfuerzos axiles en la sección, sólo esfuerzos cortantes y momento flector, cuyo módulo es de 200 daNm (400 daN x 0,5 m).

Plano de situación
esc. 1:100



Rizq C_2 no pasa por el eje de la pieza
por lo tanto M≠0

Esquema de la sección



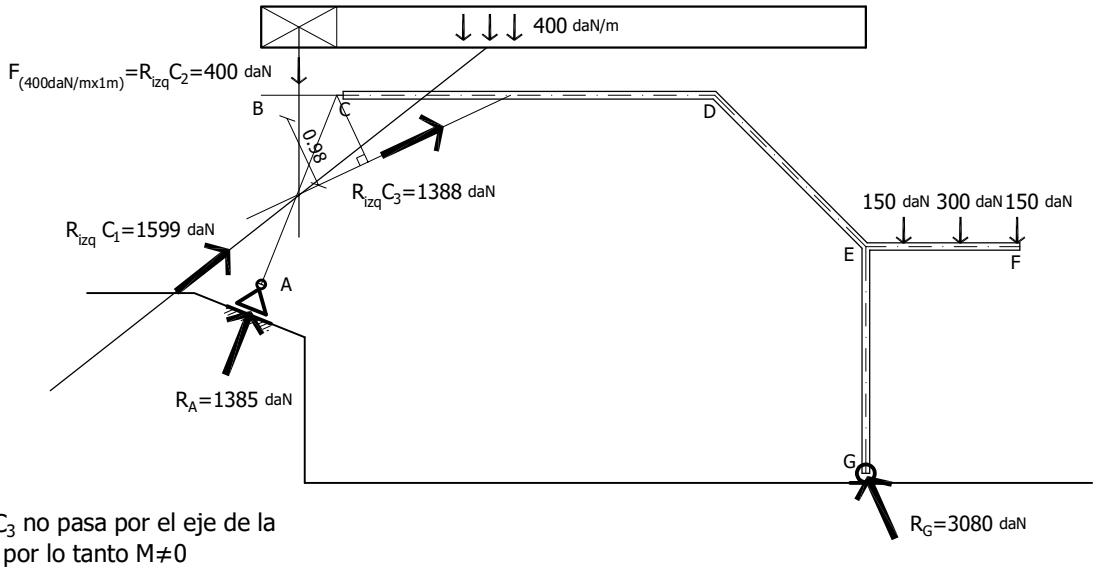
Rizq C_2=400daN
V=400 daN
M= 400daN x 0.50m= 200 daN.m
N= 0

Sección 3 en C

Se trata de la primera sección de la barra CD (recorriéndola desde C hasta D), un diferencial a la derecha del nudo C.

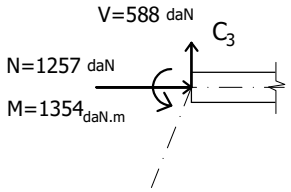
La resultante izquierda está compuesta por la resultante izquierda de C_1 más la resultante izquierda de C_2. Es decir, la resultante de componer la reacción R_A, con las cuatro cargas de 200 daN aplicadas sobre la barra AC, y con la carga distribuida aplicada sobre la ménsula BC. Hallamos mediante un polígono abierto en el plano operatorio el módulo, dirección y sentido de la resultante. Su línea de acción pasa por el punto de concurrencia de las líneas de acción de sus dos componentes (RizqC_1 y RizqC_2). Para hallar los esfuerzos cortante y axil, debemos en este caso descomponer la resultante izquierda en una horizontal (componente axil, de compresión) y una vertical (componente cortante). El momento flector lo hallamos multiplicando el módulo de la fuerza por su distancia a la sección (medida desde el nudo C hasta la línea de acción de la resultante izquierda, de forma perpendicular). El sentido, en este caso, es anti horario.

Plano de situación
esc. 1:100

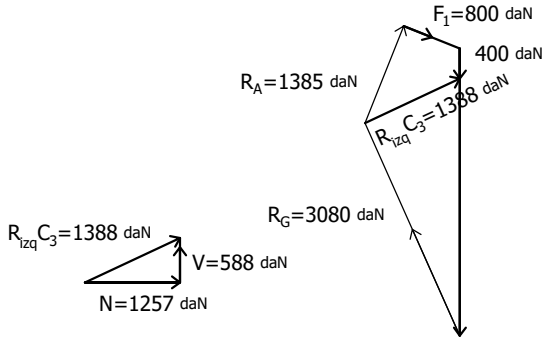


Rizq C_3 no pasa por el eje de la pieza por lo tanto M≠0

Esquema de la sección

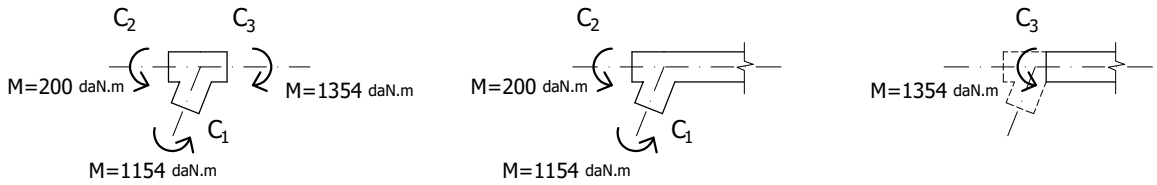


Plano operatorio
1cm ≈1000 daN



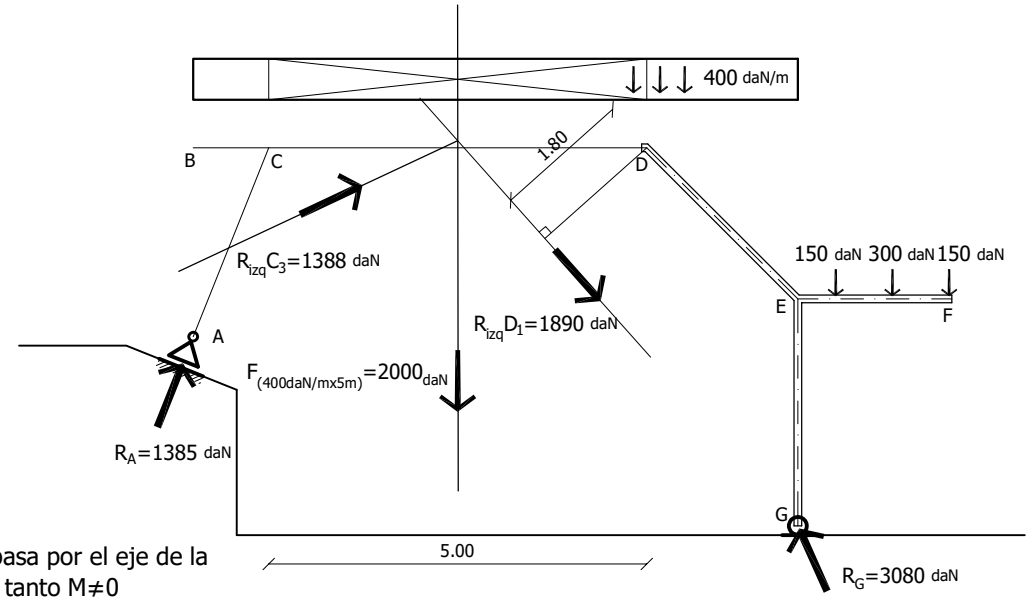
Rizq C_3=1388daN
V=588 daN
M= 1388daN x 0.976m= 1354 daN.m
N= 1257 daN (C)

Podemos notar que, desde el punto de vista del nudo C, los momentos que ejercen los tres tramos que concurren a él suman cero, ya que se trata de un nudo que es parte de una estructura en equilibrio, y, por tanto, debe estar en equilibrio también.
Yendo de izquierda a derecha, el momento en la sección C_3 es la suma de los momentos de las secciones C_1 y C_2.



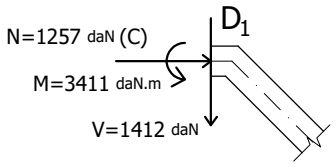
Sección 1 en D
Se trata de la última sección de la barra CD (recorriéndola desde C hasta D), un diferencial a la izquierda del nudo D.
La resultante izquierda de esta sección está compuesta por RA, las cuatro cargas de 200 daN aplicadas sobre la barra AC, la carga distribuida sobre la ménsula BC (todas estas fuerzas componen la resultante izquierda de la sección C_3: RizqC_3) y la carga distribuida sobre el tramo CD. Para hallarla, podemos componer RizqC_3 con la resultante de la carga distribuida sobre el tramo CD en el plano operatorio, y para ubicarla en el plano de situación intersectamos las rectas soporte de ambas.
Una vez más, para hallar las componentes axil y cortante, descomponemos la fuerza en una componente paralela a la barra horizontal (axil de compresión) y una componente perpendicular a la barra (vertical, en este caso). El momento flector lo calculamos hallando la distancia mínima del punto D a la línea de acción de la resultante izquierda de D_1 y multiplicándola por el módulo de dicha resultante izquierda. Resulta que gira en sentido anti horario, en este caso.

Plano de situación
esc. 1:100

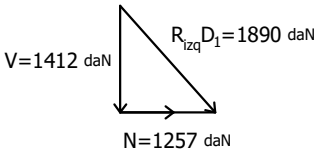


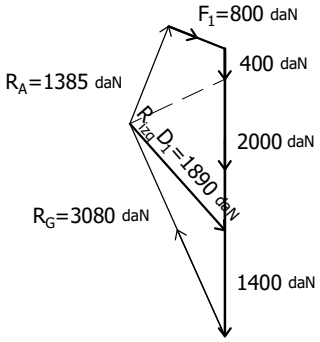
Rizq D_1 no pasa por el eje de la pieza por lo tanto M≠0

Esquema de la sección



Plano operatorio
1cm ≈1000 daN





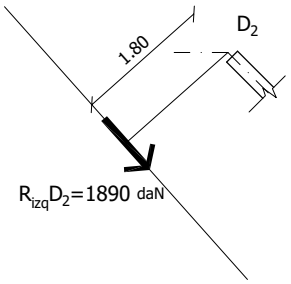
Rizq D_1=1890daN
V=1412 daN
M= 1890daN x 1.805m= 3411daN.m
N= 1257 daN (C)

Sección 2 en D

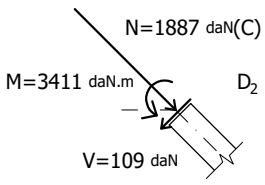
Se trata de la primera sección de la barra DE (recorriéndola desde D hasta E), un diferencial a la derecha del nudo D.

La resultante izquierda de la sección D_2 es la misma fuerza que la resultante izquierda de la sección D_1. Pero debido al cambio de dirección de la barra, tenemos que descomponerla en direcciones axil y cortante distintas, paralela y perpendicular a la barra DE. El momento flector es el mismo porque la resultante izquierda y su distancia son las mismas que en la sección D_1.

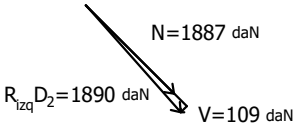
Rizq D_1 no pasa por el eje de la pieza por lo tanto M≠0

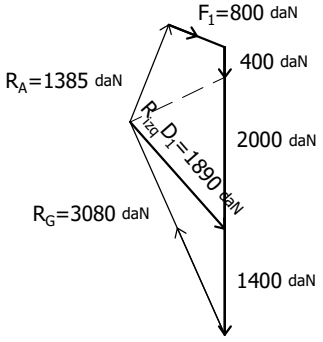


Esquema de la sección



plano operatorio
1cm ≈1000 daN





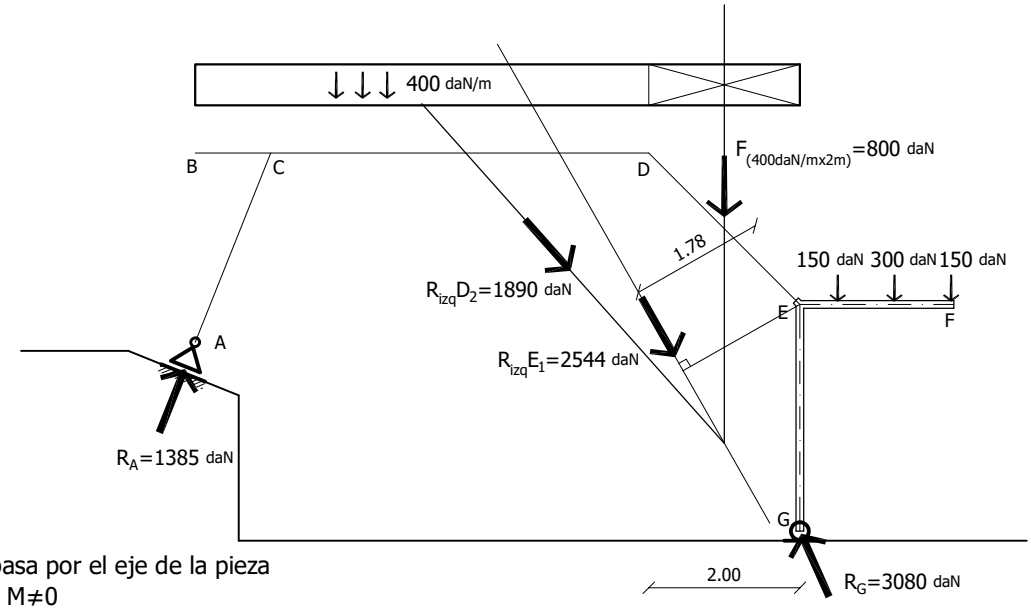
Rizq D_2=1890daN
V=109 daN
M= 1890daN x 1.805m= 3411daN.m
N= 1887 daN (C)

Sección 1 en E

Se trata de la última sección de la barra DE (recorriéndola desde D hasta E), un diferencial a la izquierda del nudo E.

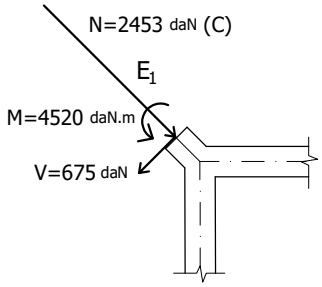
A la resultante izquierda de D_2 le sumamos la carga aplicada en el tramo DE. Su recta soporte pasa por la intersección de las rectas soporte de ambas componentes. Luego descomponemos en perpendicular y paralela a la dirección de la barra, para hallar cortante y axil respectivamente.

Plano de situación
esc. 1:100

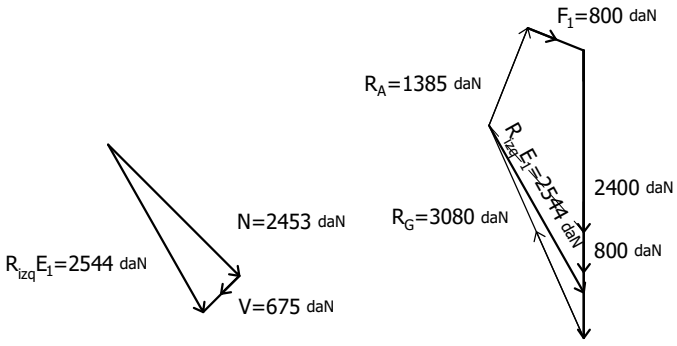


Rizq E_1 no pasa por el eje de la pieza por lo tanto M≠0

Esquema de la sección



Plano operatorio
1cm ≈1000 daN



Rizq E_1=2544daN
V=675 daN
M= 2544daN x 1.777m= 4520daN.m
N= 2453 daN (C)

Sección 2 en E

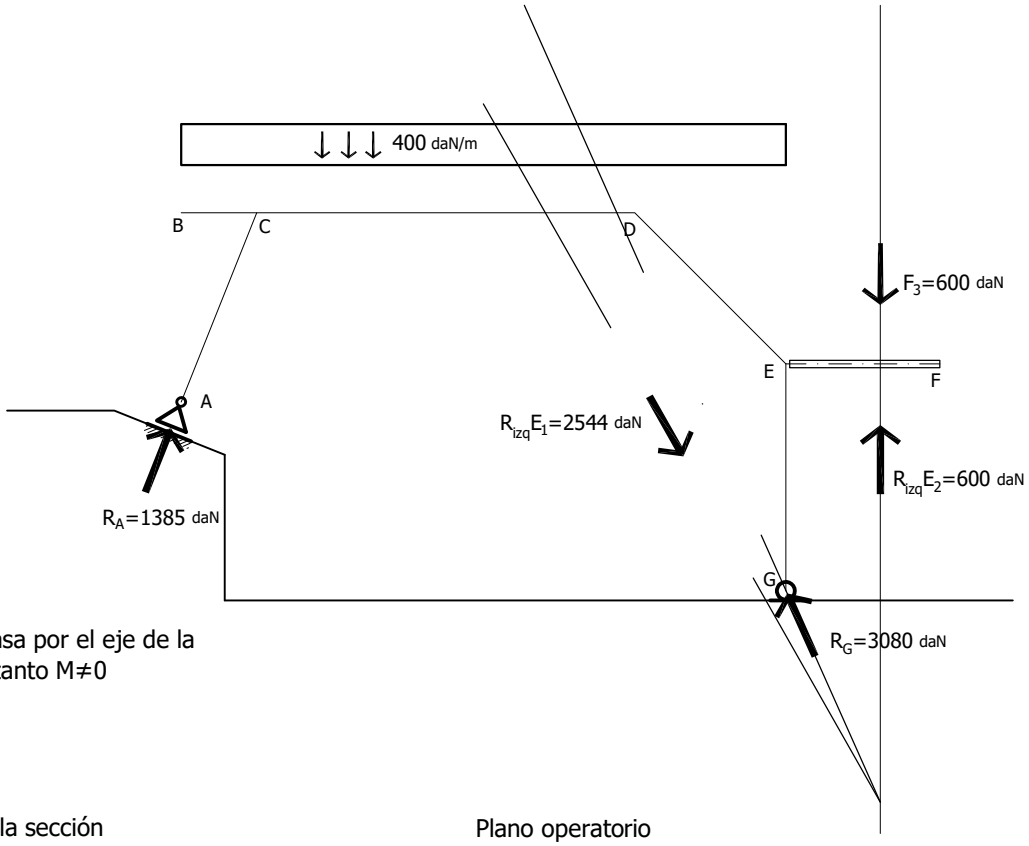
Se trata de la primera sección de la barra EF (recorriéndola desde E hasta F), un diferencial a la derecha del nudo E.

Cuando llegamos a esta sección, si miramos a la izquierda vemos que hay varias fuerzas; además de $RizqE_1$, tenemos a la izquierda a la reacción en G. Por otro lado, sabemos que la resultante izquierda en E_2, ($RizqE_2$), es igual y contraria a la resultante derecha ($RderE_2$).

Dado que es muy fácil obtener esta última fuerza, podemos llegar al valor de $RizqE_2$ y su ubicación simplemente invirtiendo la resultante derecha.

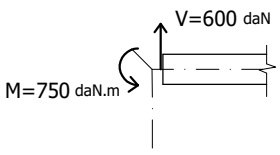
Como la resultante derecha es una fuerza vertical con sentido hacia abajo, la resultante izquierda es una vertical con sentido hacia arriba. El módulo es de 600 daN y su línea de acción pasa por el centro del tramo EF. Por ser perpendicular al eje de la barra EF, sólo tiene componente cortante. No hay componente axil.

El módulo del momento flector se determina multiplicando el módulo de la resultante izquierda por su distancia al nudo E, que coincide con la mitad de la luz del tramo EF. Su sentido es anti horario.

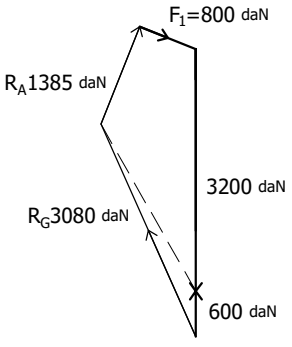


Rizq E_2 no pasa por el eje de la pieza por lo tanto M≠0

Esquema de la sección



Plano operatorio
1cm ≈1000 daN



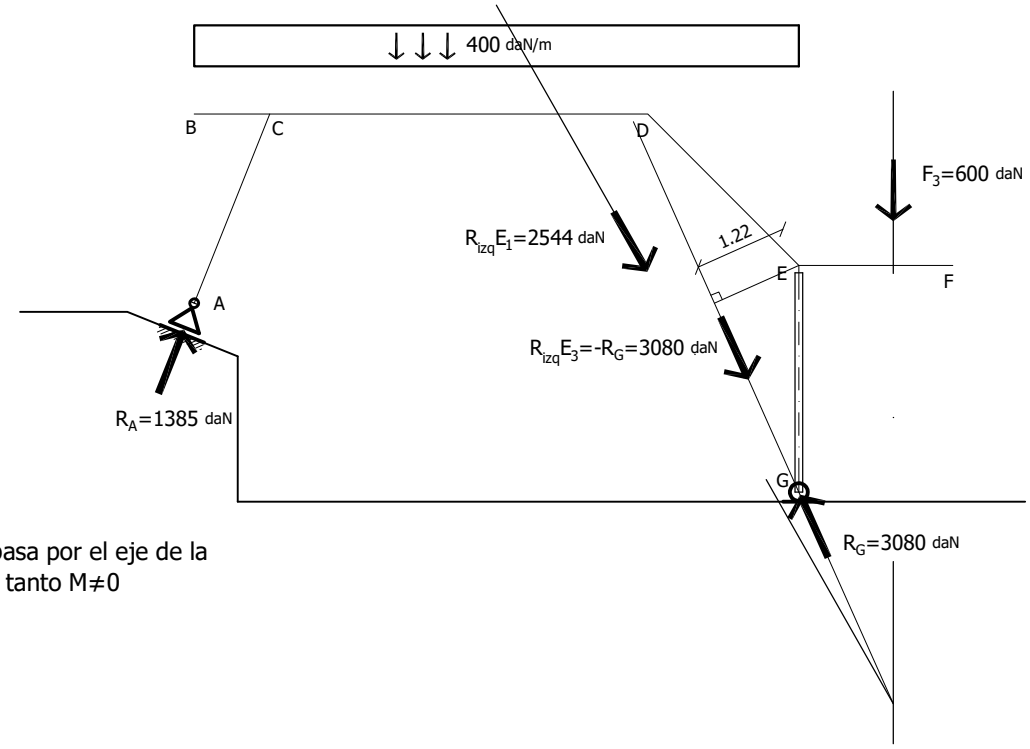
Rizq E_2=600daN
V=600 daN
M= 600daN x 1.25m= 750daN.m
N= 0

Sección 3 en E

Se trata de la primera sección de la barra EG (recorriéndola desde E hasta G), un diferencial por debajo del nudo E.

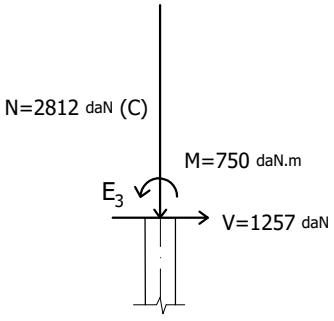
La resultante derecha de esta sección es la reacción R_G. Por lo tanto, la suma de todas las fuerzas a la izquierda de la sección tiene que dar una fuerza igual y contraria a R_G (es decir, una fuerza con la misma dirección, módulo y línea de acción que R_G, pero sentido contrario). Descomponemos la resultante izquierda en una fuerza paralela al eje de la barra (componente vertical que nos da el axil) y una perpendicular al eje de la barra (componente horizontal, que nos da el esfuerzo cortante). El módulo del momento flector se obtiene multiplicando el módulo de la resultante izquierda por su distancia al nudo E. Su sentido es anti horario.

Plano de situación
esc. 1:100

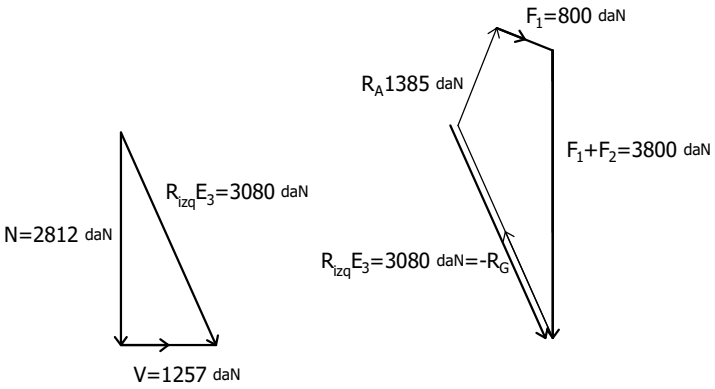


Rizq E_3 no pasa por el eje de la pieza por lo tanto M≠0

Esquema de la sección



Plano operatorio
1cm ≈1000 daN

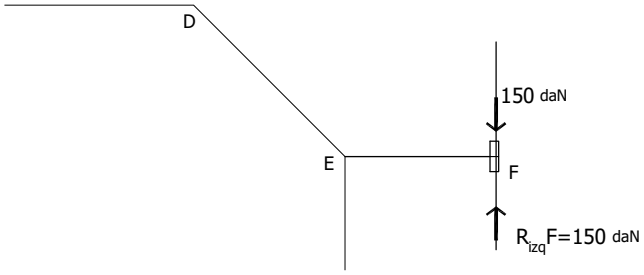


Rizq E_3=-RG = 3080daN
V=1257 daN
M= 3080daN x 1.224m= 3770daN.m
N= 2812 daN (C)

Sección en F

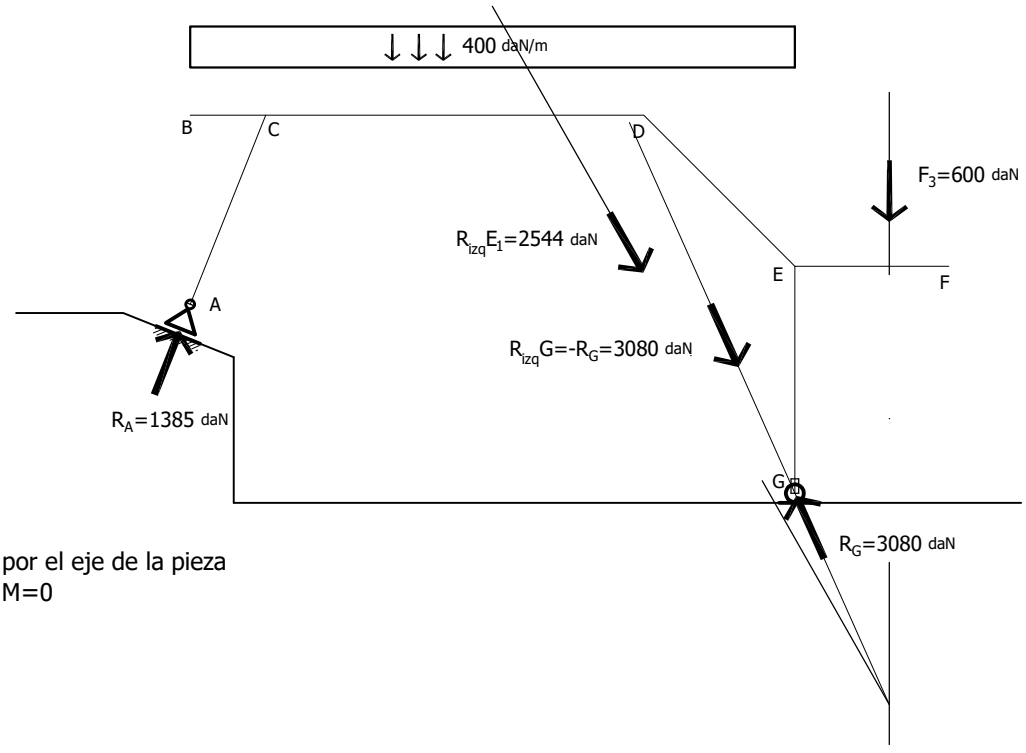
Se trata de la última sección de la barra EF (recorriéndola desde E hasta F).

Dado que hay una descarga puntual en el extremo de la ménsula, esta fuerza es su resultante derecha. La resultante izquierda es, por lo tanto, la fuerza igual y contraria a esta carga puntual aplicada en F.



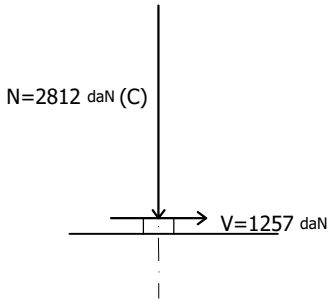
Sección en G

Se trata de la última sección de la barra EG (recorriéndola desde E hasta G), un diferencial por arriba del nudo G. La reacción R_G es la resultante derecha de esta sección. La fuerza contraria a R_G, en su misma línea de acción, es la resultante izquierda. Descomponemos la resultante izquierda en una fuerza vertical, en este caso el axil de compresión, y una horizontal, el cortante. El momento flector en este caso es cero, dado que el vínculo es una articulación y no admite distancia entre su centro de giro y la reacción.

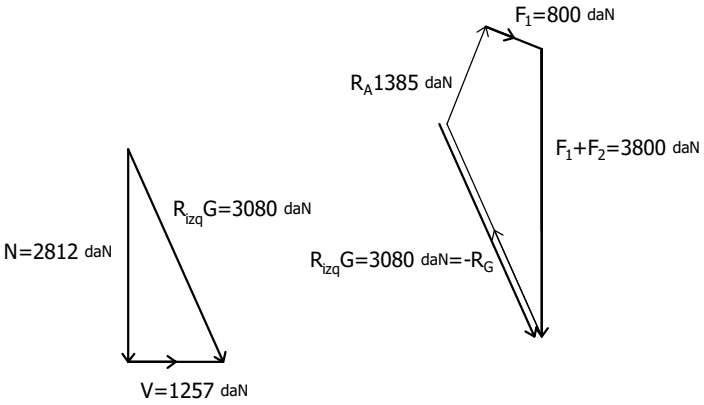


Rizq G pasa por el eje de la pieza
por lo tanto M=0

Esquema de la sección



Plano operatorio
1cm ≈1000 daN



Rizq G=-RG = 3080daN
V=1257 daN
M= 0
N= 2812 daN (C)

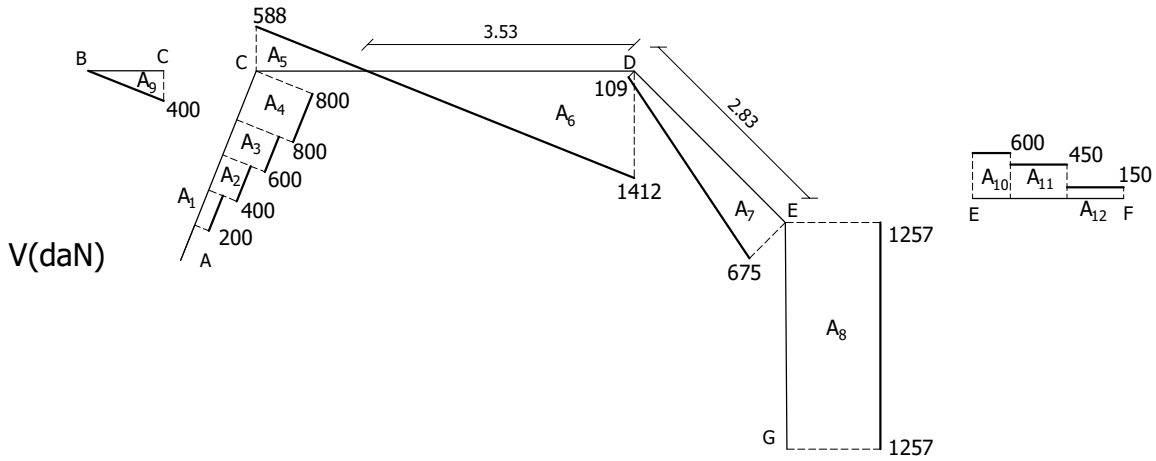
3-Trazar diagramas de solicitaciones del pórtico ABCDEFG

Una vez calculadas las resultantes izquierdas en los extremos de las distintas barras del pórtico, podemos fácilmente construir diagramas que nos ayuden a visualizar como varían las solicitaciones a lo largo de la estructura. De este modo, podemos identificar aquellas secciones con mayores solicitaciones, a efectos de proceder al dimensionado de las barras.

Diagrama de Esfuerzos Cortantes

punto en el que el cortante vale cero

$X_0 = \frac{588_{daN}}{400_{daN/m}} = 1.47m$

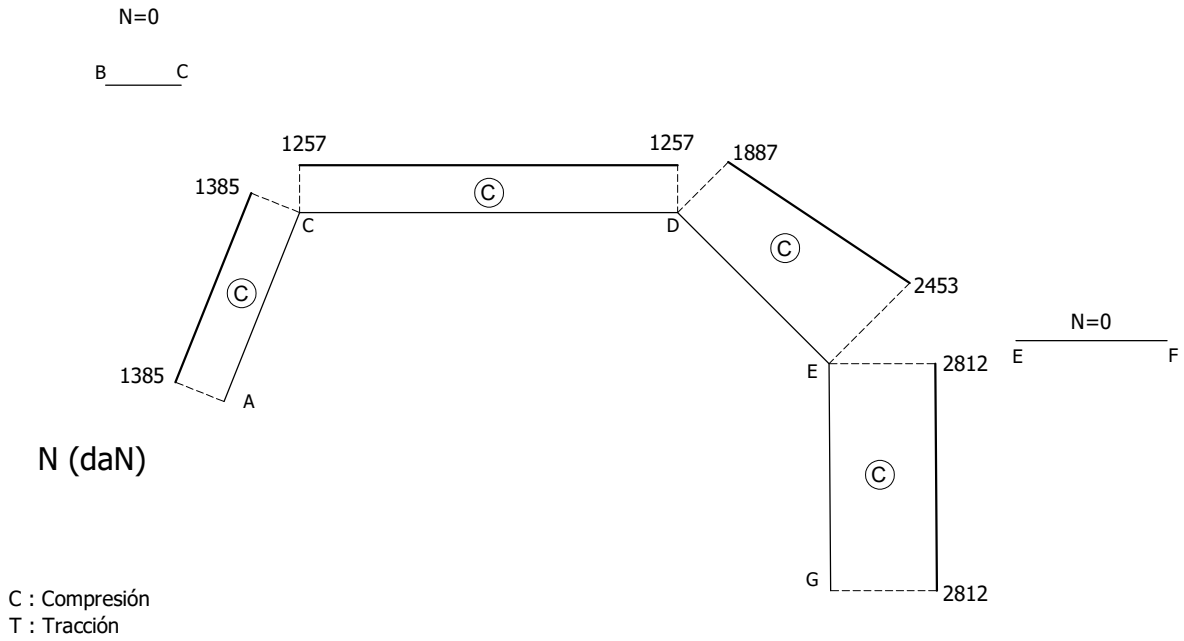


A_1=bxh	A_5=(bxh)/2	A_9=bxh)
A_1=200x0.5=100	A_5=(588x1.47)/2 =432	A_9=(400x1)/2 =200
A_2=bxh	A_6=(bxh)/2	A_{10}=bxh
A_2=400x0.5=200	A_6=(1412x3.53)/2=2492	A_{10}=600x0.5=300
A_3=bxh	A_7= (B+b)h/2	A_{11}= bxh
A_3=600x0.5=300	A_7=(109+675)2.83/2=1109	A_{11}=450x0.75=337.5
A_4=bxh	A_8=bxh	A_{12}=bxh
A_4=800x0.69=554	A_8=1257x3=3771	A_{12}=150x0.75=112.5

Recordemos que el esfuerzo cortante en una sección es la componente, de su resultante izquierda, perpendicular al eje de la barra a la que pertenece la sección.
Comenzamos por el nudo A, teniendo en cuenta que la reacción R_A es perpendicular al plano de deslizamiento del vínculo simple. Como en este caso la dirección de la barra AC coincide con la de R_A, el esfuerzo cortante en A vale cero.
Sobre la barra AC existen cargas puntuales aplicadas de 200 daN cada una, que son perpendiculares al eje de dicha barra. Por este motivo, producen saltos en el diagrama de esfuerzos cortantes.
La barra BC es una ménsula horizontal que tiene aplicada una carga distribuida de 400 daN/m. En B la resultante izquierda es nula, por lo tanto el valor del cortante es cero. El diagrama de la barra BC aumenta, entonces, desde cero en B hasta el valor del cortante en C_2 en el otro extremo.
El diagrama de la barra CD es también rectilíneo y varía desde 588 daN (cortante de la sección C_3) hasta -1412 daN (cortante de la sección D_1). La variación del esfuerzo, desde el extremo izquierdo hasta el derecho, coincide con el valor de la carga total aplicada en el tramo: 2000 daN, dado que se trata de carga perpendicular al eje de la barra.

La barra EF es una ménsula horizontal con cargas verticales puntuales. El diagrama de dicha barra resultará, entonces, escalonado. Existirán saltos en las secciones en que se aplican las cargas puntuales (las descargas de las correas).
A lo largo de la barra EG el valor del esfuerzo cortante es constante, ya que no existen cargas aplicadas a lo largo de dicha barra.

Diagrama de Esfuerzos Axiles

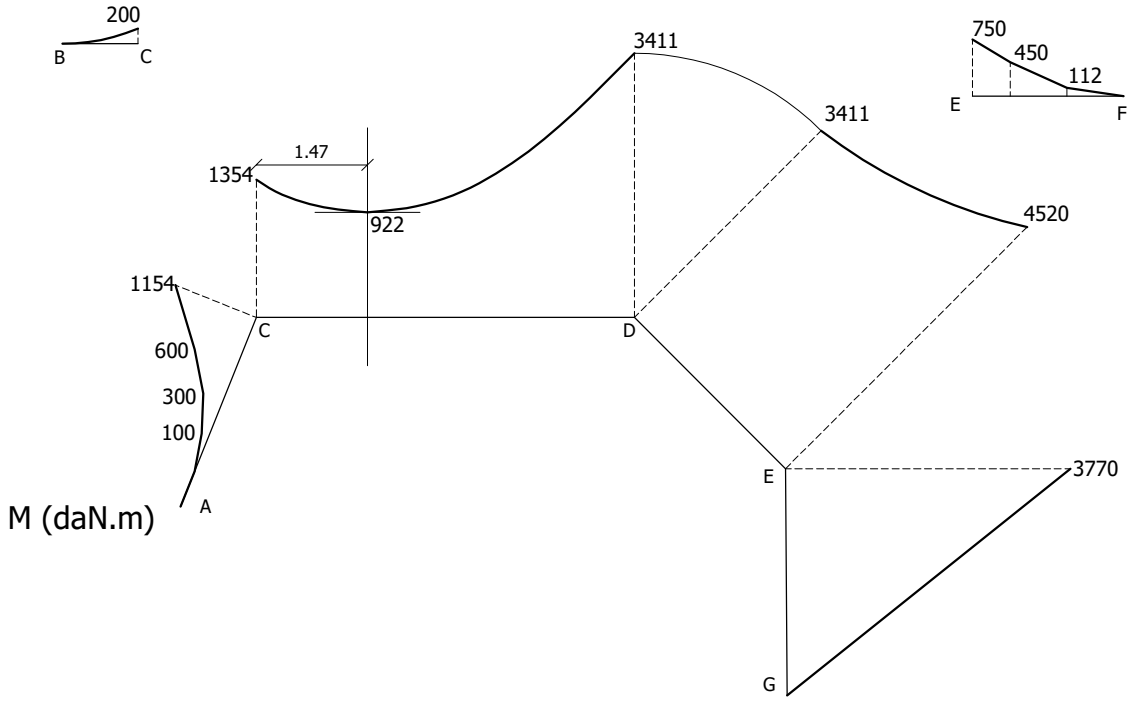


N (daN)

C : Compresión
T : Tracción

Recordemos que el esfuerzo axil en una sección es la componente de su resultante izquierda, paralela al eje de la barra a la que pertenece la sección. El sentido de la misma determina si el esfuerzo es de compresión (entrante) o de tracción (saliente de la sección considerada).
El diagrama no presenta variaciones a lo largo de la barra AC ya que las cargas aplicadas son perpendiculares al eje. Es decir, es una función constante de primer orden. Lo mismo ocurre en la barra EG.
En la ménsula EF la situación es análoga, pero además, en este caso, se trata de una función constante e igual a cero. En la ménsula BC tampoco existe esfuerzo axil.
En la barra CD tampoco tendremos variaciones de esfuerzo axil, dado que la carga aplicada es perpendicular al eje de esta barra.

Diagrama de Momentos Flectores



Recordemos que el momento flector en una sección es el momento que produce su resultante izquierda con respecto a su punto medio. Para obtener el valor de momento flector en cualquier sección, entonces, podemos multiplicar el módulo de su resultante izquierda por la distancia que existe desde el punto medio de la sección hasta la línea de acción de la fuerza (para ello debemos conocer su ubicación).

Para la construcción de los diagramas podemos basarnos, además, en las relaciones matemáticas que existen entre las funciones de carga, cortante y momento. Dado que la derivada de la función momento es la función cortante, el área bajo la gráfica del cortante en un determinado intervalo es equivalente a la variación de la función momento en ese mismo intervalo. Nos valemos de esta propiedad para hallar el valor del momento máximo (o mínimo, como en este ejemplo) relativo, que se produce donde el cortante es nulo. Una relación análoga existe entre las funciones de cortante y de carga.

Debemos considerar, además, el criterio generalizado de graficar el momento flector del lado de las fibras traccionadas por el propio momento.

En A el momento flector vale cero, ya que allí se encuentra una articulación deslizante. Lo mismo ocurre en G, donde existe una articulación fija. Otros puntos conocidos a priori de momento cero son los extremos de las ménsulas: las secciones B y F.

La gráfica de momentos estará compuesta por tramos rectilíneos (funciones de primer orden) en las barras AC, EG y EF, ya que sus diagramas de cortantes se componen de tramos constantes. En las barras BC, CD y DE, la gráfica de momentos estará compuesta por tramos parabólicos (funciones de segundo orden), ya que sus diagramas de cortantes se componen de tramos rectilíneos oblicuos (funciones de primer orden).

5- Dimensionar la sección más comprometida

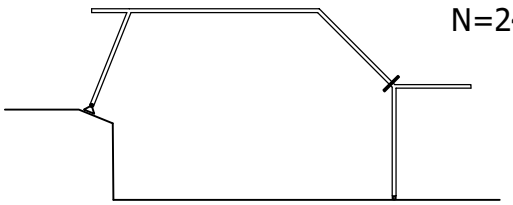
Para dimensionar la sección, como todos los tramos del pórtico tendrán la misma, debemos elegir aquella que sea la más comprometida.
Empezamos por satisfacer la condición de que las tensiones normales máximas no superen la tensión normal admisible del material.
Para eso nos guiamos por el momento flector, ya que, por lo general, es la solicitación que produce las mayores tensiones. Tomamos aquella que tiene mayor valor de momento y elegimos unos perfiles que cumplan la condición impuesta para la solicitación a la que está sometida, que pueden ser flexión simple o compuesta.
Posteriormente verificamos que se cumpla también que la tensión rasante máxima, en la sección de máximo cortante, sea inferior a la tensión rasante admisible, y si corresponde, verificamos solicitaciones de segundo orden y deformaciones.

a) Comenzamos con el dimensionado de la sección en teoría de primer orden:

Elegimos la que tiene mayor valor de momento flector, que es la sección 1 en E, y vemos que es un caso de preso flexión, porque además del momento tiene un axil de compresión.

sección de estudio

M=4520daN.m
N=2453daN



La expresión que nos da el valor de la tensión normal máxima es:

$$fd \geqslant \sigma_{máx} = \frac{M}{W} + \frac{N}{A}$$

Tomamos el primer sumando, que generalmente es el de mayor valor, e igualando a la tensión admisible, despejamos el valor mínimo que puede tener el módulo resistente W.

$$fd \geqslant \frac{M}{W} \qquad W \geqslant \frac{M}{fd}$$

$$W \geqslant \frac{452000\ daN.cm}{1400\ daN/cm^2}$$

$$W \geqslant 322{,}86 cm^3$$

En la tabla "Combinación de perfiles C de acero" seleccionamos aquellos que tengan un W igual o mayor a ese valor. Vemos que son los perfiles 20. Tomamos los datos que vamos a utilizar:

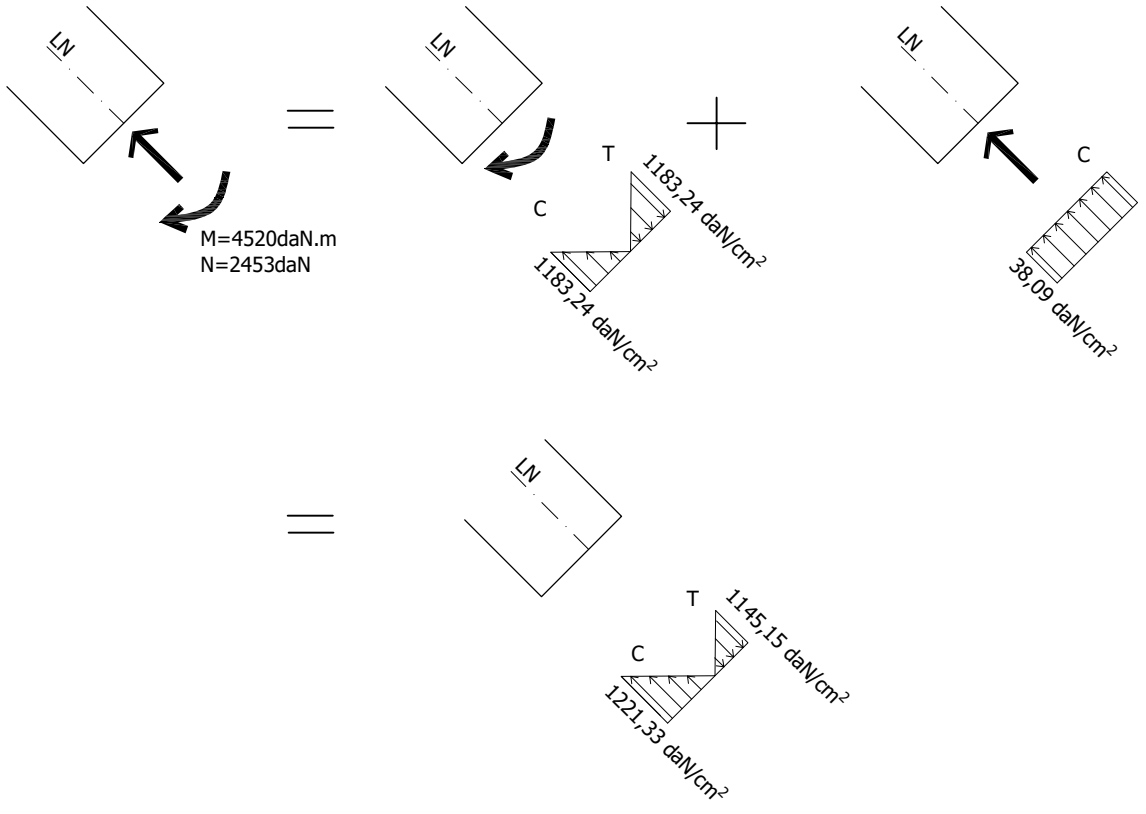
2 P.N.C 20:
W= 382 cm^3
A= 64,40 cm^2

$$fd \gg \sigma_{máx} = \frac{452000\ daN.cm}{382\ cm^3} + \frac{2453\ daN}{64{,}40\ cm^2}$$

$$fd \gg \sigma_{máx} = 1183{,}24 + 38{,}09$$

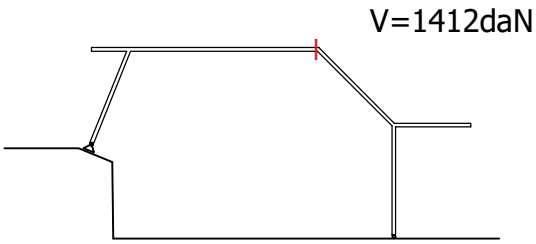
$$fd \gg \sigma_{máx} = 1221{,}33\ daN/cm^2$$

$1400 daN/cm^2 \gg 1221{,}33\ daN/cm^2$ verifica



Ahora verificamos la tensión tangencial máxima.

Seleccionamos la sección que tiene el máximo valor de cortante, que es otra: sección 1 en D.

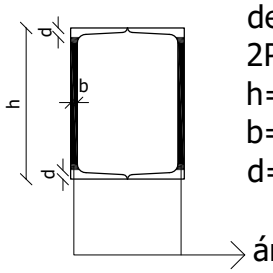


Se deberá cumplir:

$$T_d \gg T_{máx} = \frac{V}{A_{alma}}$$

El área del alma, en nuestro caso, va a ser:

$$A_{alma} = b(h-2d)$$



de la tabla de perfiles 2P.N.C 20:
h= 20 cm
b= 0,85 cm
d= 1,15 cm

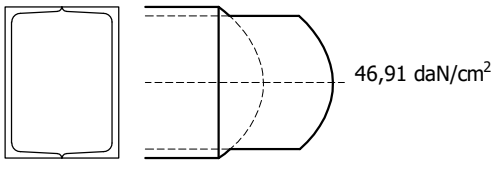
$$A_{alma} = 0,85(20-2x1,15) = 15,05cm^2$$

caso del perfil doble C se multiplica el área por dos

$$T_d \gg T_{máx} = \frac{1412\ daN}{2(15,05cm^2)}$$

$$T_d \gg T_{máx} = 46,91\ daN/cm^2$$

$1120\ daN/cm^2 \gg 46,91\ daN/cm^2$ verifica



b) Ahora verificamos que en el tramo EG no se supere la tensión admisible de Euler, analizando el plano en que la sección tiene menor momento de inercia.

En este plano la solicitación es un axil centrado de compresión cuyo valor es 2812 daN
En el planteo se indica que se verifique para una luz de pandeo (l_0) de 3,00 m.

Se debe cumplir:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leqslant \frac{fd}{\omega} = \sigma_{admEULER}$$

Para aplicar la expresión debemos hallar el valor de ω que depende de la esbeltez del tramo (λ).

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{min}}$$ es decir luz de pandeo sobre radio de giro de la sección

Como estamos en el plano de la inercia mínima, debemos utilizar el radio de giro mínimo.
En la tabla de los perfiles que estamos utilizando obtenemos este valor:

Para 2 P.N. C 20, el radio de giro mínimo: iy = 5,89 cm

La esbeltez será, entonces:

$$\lambda = \frac{300}{5,89} = 50,9$$

Con este valor de esbeltez vamos a la tabla del coeficiente de pandeo, ω:
Para el valor λ = 51, ω = 1,18

Hacemos, entonces, la verificación:

$$\sigma = \frac{2812 \text{ daN}}{64,40 \text{ cm}^2} = 44 \text{ daN/cm2}$$

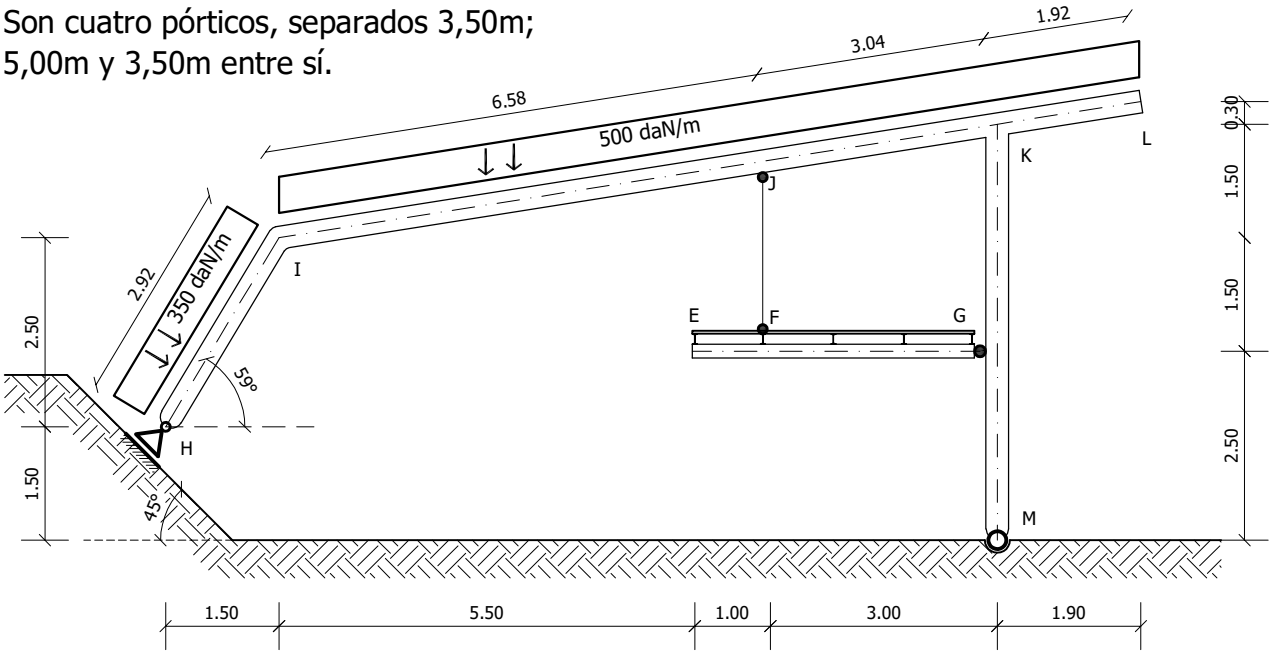
$$\sigma_{admEULER} = \frac{1400 \text{ daN/cm}^2}{1,18} = 1186 \text{ daN/cm2}$$

44 daN/cm2 < 1186 daN/cm2 con esto queda verificado el plano débil del tramo.

Si alguna de estas verificaciones, que hicimos después del dimensionado de los perfiles teniendo en cuenta la tensión normal, no quedara satisfecha, deberíamos aumentar la dimensión de la sección hasta que se verifiquen todas las condiciones que se deben cumplir.

En el gráfico se representa la estructura de acero de un hall de exposiciones, con cubierta liviana, y un entrepiso también de acero.

Son cuatro pórticos, separados 3,50m; 5,00m y 3,50m entre sí.

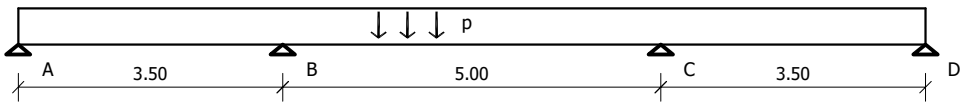


La cubierta descarga 500 daN/m de tramo en IJKL, como está indicado. Sobre el tramo HI de la izquierda se indica la descarga que produce el viento sobre el cerramiento vidriado. En H hay un apoyo deslizante sobre un plano a 45º.

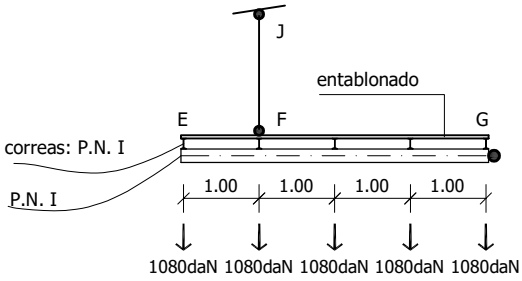
El entrepiso está construido con un entablonado, que se apoya en correas cada 1m, de perfiles normales I de acero continuos de 12m de largo, y éstas apoyadas en los perfiles I, EFG, suspendidos del tramo superior por un tensor y apoyados en el tramo vertical de la derecha. (Los esquemas de estos perfiles y las correas se indican aparte).

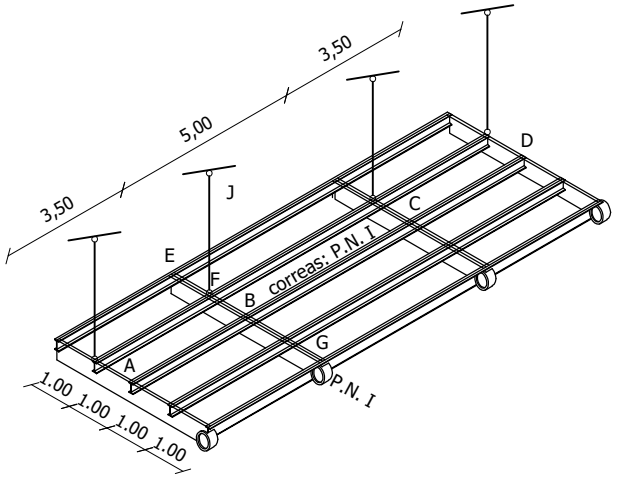
La carga total a considerar en el entrepiso (p.p. + sobrecarga de uso) es 450 daN/m².

ESQUEMA DE LAS CORREAS



ESQUEMA DE EFG





(se indican las descargas de las correas para hacer independiente la resolución del punto 2 de la del punto 1)

Se pide:

1) Hallar las solicitaciones de las correas más comprometidas, la descarga en los apoyos y dimensionarlas con un perfil normal I de acero, para que cumpla las condiciones de equilibrio.

2) Hallar las solicitaciones en las barras EFG y sus descargas en el pórtico, en J y G.

3) Dimensionar el tensor FJ con una barra de acero de sección circular.

4) Hallar el equilibrio global del pórtico. Trazar los diagramas de solicitaciones del tramo superior IJKL y dimensionarlo con dos Perfiles Normales C de acero ([]): verificar la tensión rasante en la sección a la izquierda de K y la tensión normal, en estudio de primer orden, en la sección K del tramo vertical MK.

DATOS AUXILIARES:
- Tensión normal de dimensionado del acero: 1400 daN/cm²
- Tensión tangencial de dimensionado del acero: 1120 daN/cm²
- Módulo de Elasticidad del acero: 2.100.000 daN/cm²

Nota: Las cotas indicadas son a eje y en metros.

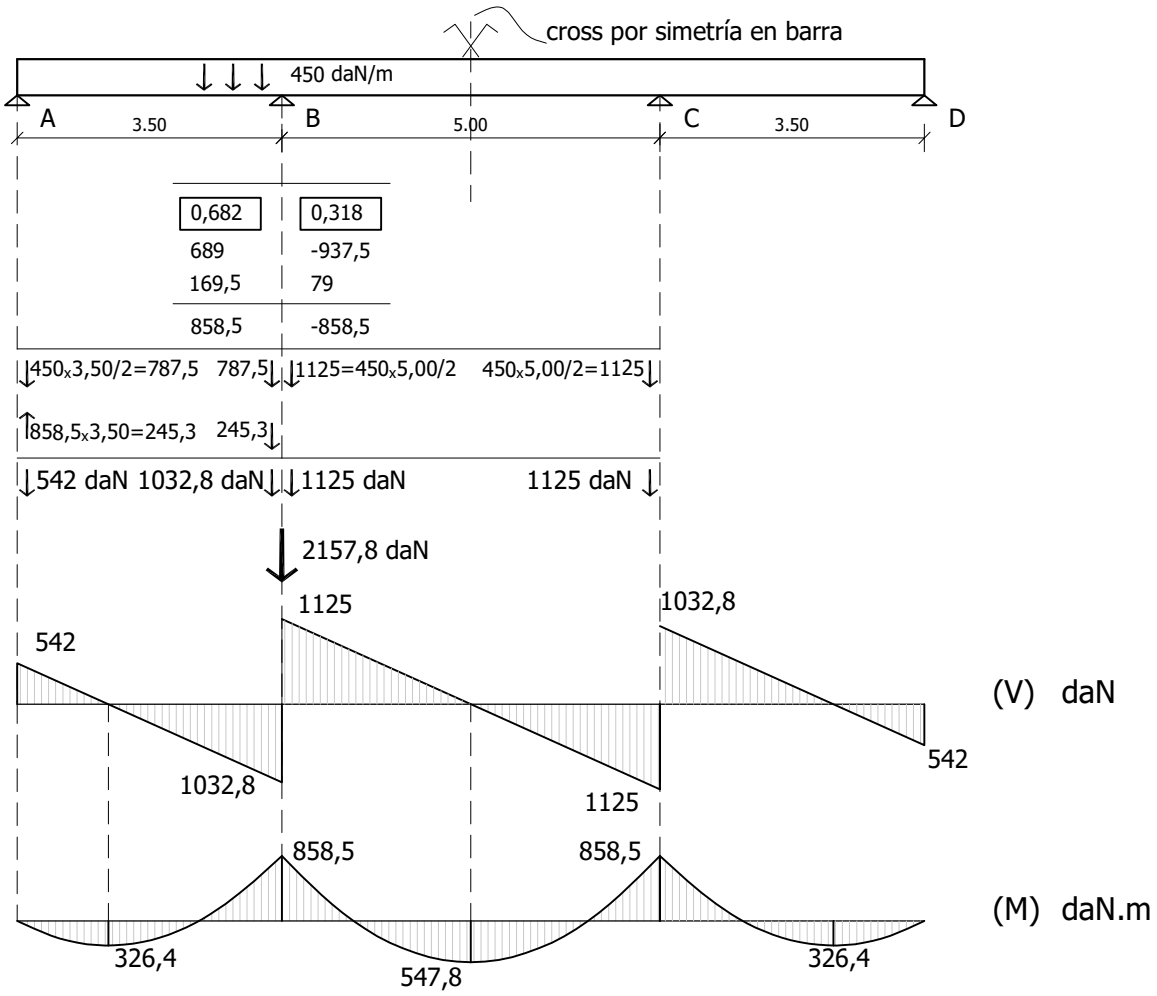
1- EQUILIBRIO DE LAS CORREAS

COEFICIENTES DE REPARTICIÓN EN NODO B

	L (m)	Ir	α	κ	α.κ	β	por ⌒	suma	coef.
AC	3,50	1	0,75	0,286	0,214	-		0,314	0,682
CD	5,00	1	1	0,20	0,2	0,5	0,10		0,318

Momento de empotramiento perfecto

Mab = 450 x 3,5 x 3,5/8 daN.m = 689 daN.m
Mbc = 450 x 5x 5/12 daN.m = 937,5 daN.m



TENSIONES NORMALES

W_{nec} = 85850 daN.cm/1400 daN/cm^2 = 61,32 cm^3

PNI Nº 14 W_{res} = 81,09 cm^3

T_{real} = 85850 daN.cm/81,09 cm^3 =1058,7 daN/cm^2

verifica

TENSIONES RASANTES

T_{adm}=1120 daN.cm^2

A_{alma}= 0,57(14-0,86x2)=6,999 cm^2

T_{real} =1125 daN/6,999 cm^2 = 160,7 daN/cm^2

verifica

DEFORMACIONES

$$Z_{máx}=\frac{5 \times 4{,}5 daN/cm4 \times 500\ cm4}{384x2100000\ daN/cm2\ x573\ cm4}$$

$$\frac{1 \times (85850\ daN/cm^2 \times 2) \times 500\ cm^2}{16 \times 2100000\ daN/cm^2 \times 573\ cm^4}$$

$Z_{máx}$=3,043388 cm - 2,22954 cm
$Z_{máx}$= 0,814 cm

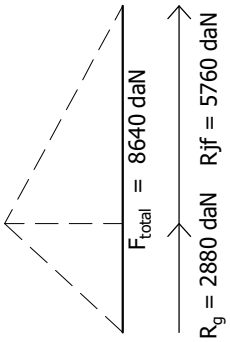
Z_{adm}=500 cm / 300
Z_{adm}= 1,667 cm > 0,81 cm

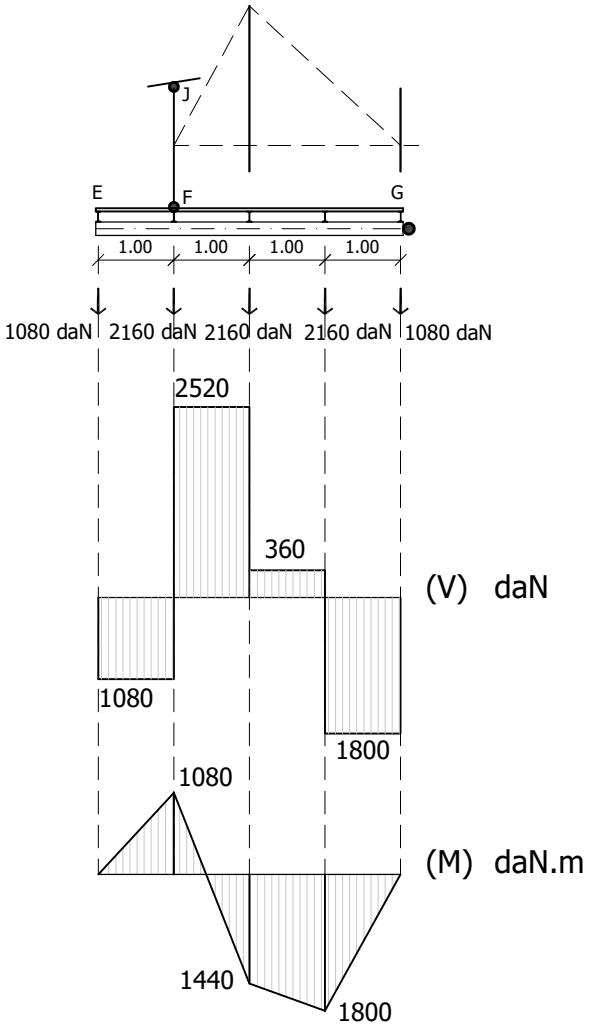
verifica

2- EQUILIBRIO DE EFG

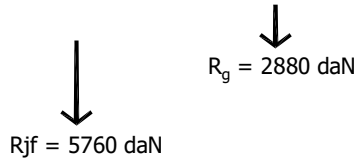
F_{total} = 2160 x 3 + 1080 x 2 = 8640 daN
M_g = 8640 x 2,00 - R_{jf} x 3,00
R_{jf} = 8640 x 2,00/3,00 = 5760 daN
R_g = 8640 - 5760 = 2880 daN

R_{jf} = 5760 daN
R_g = 2880 daN





DESCARGAS DE EFG



3- DIMESIONADO DEL TENSOR FJ

TENSIONES NORMALES

A_{nec}= 5760 daN /1400 daN/cm^2 = 4,11 cm^2

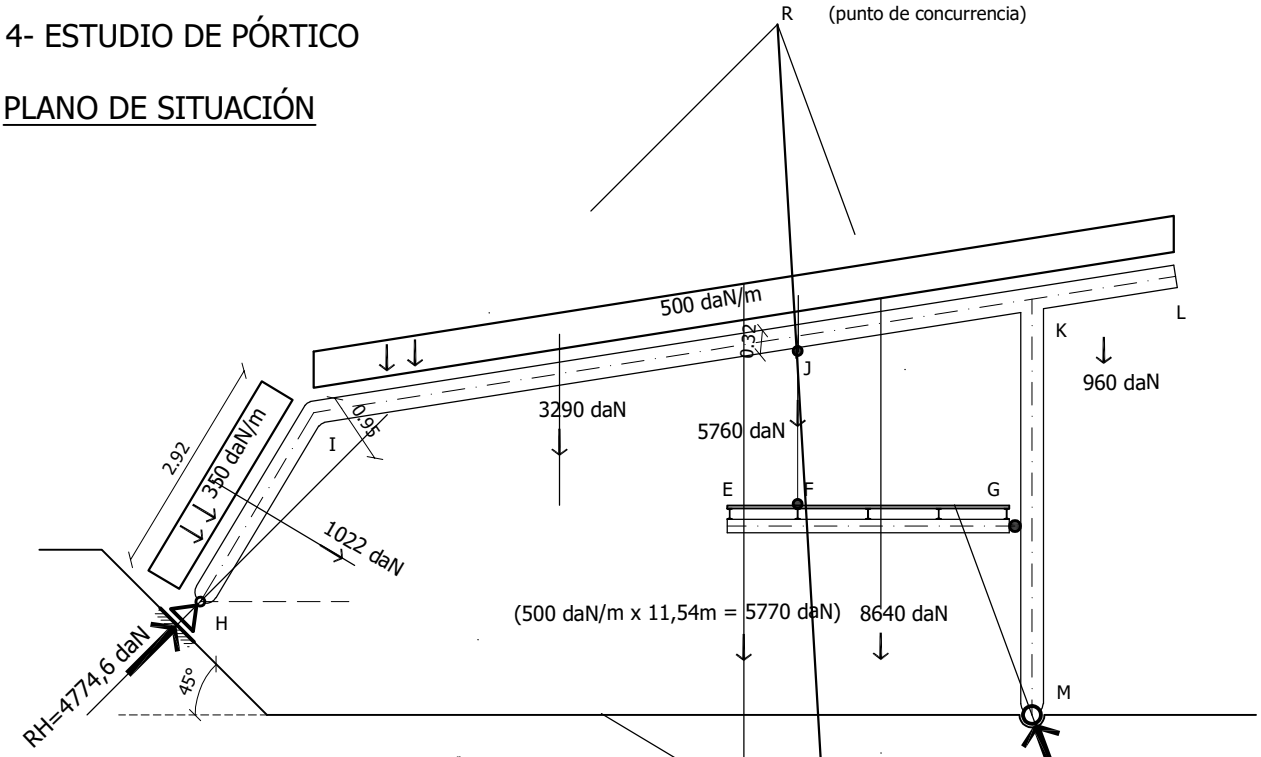
PNI Nº 8 A_{real} = 7,54 cm^2

T_{real} = 5760 daN /7,54cm^2 = 764 daN/cm2

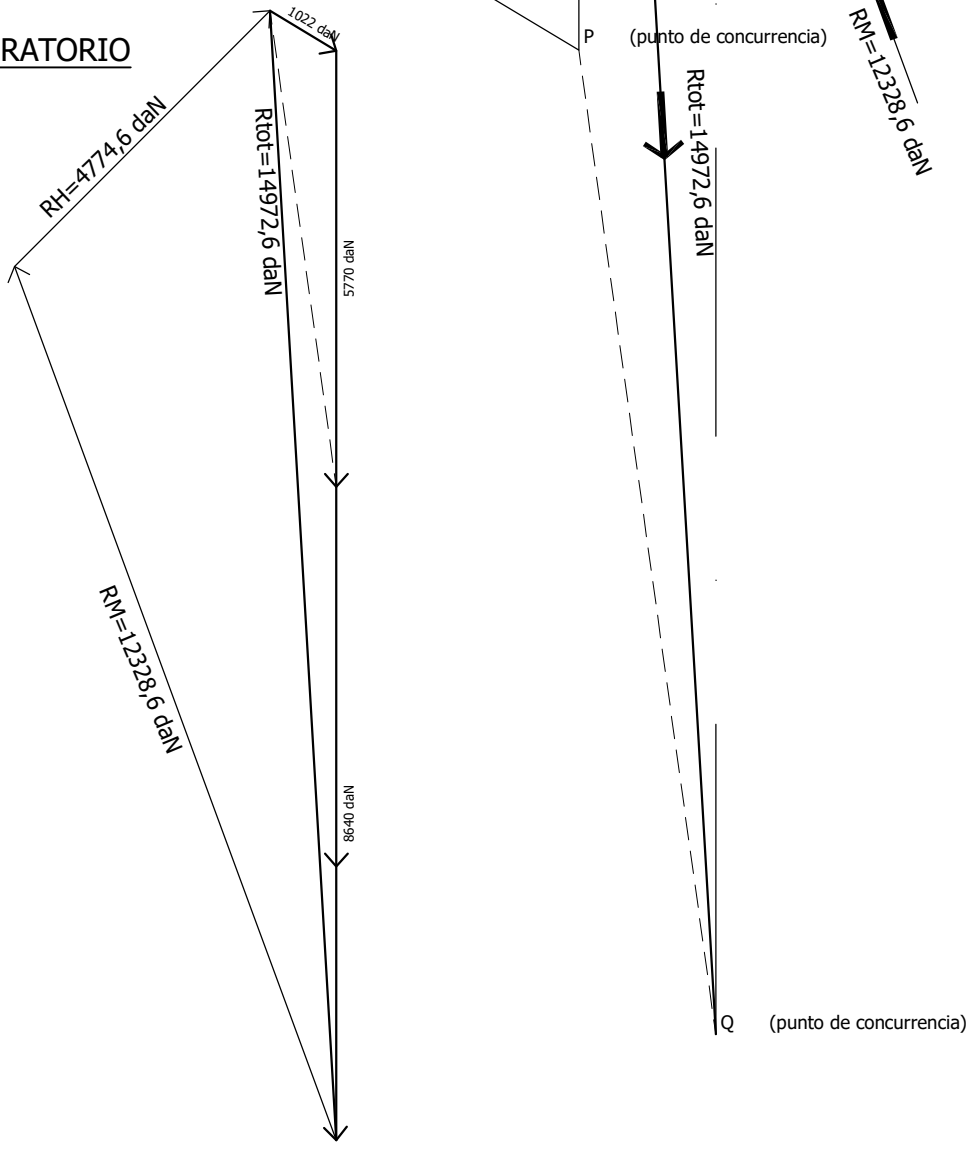
verifica

4- ESTUDIO DE PÓRTICO

PLANO DE SITUACIÓN

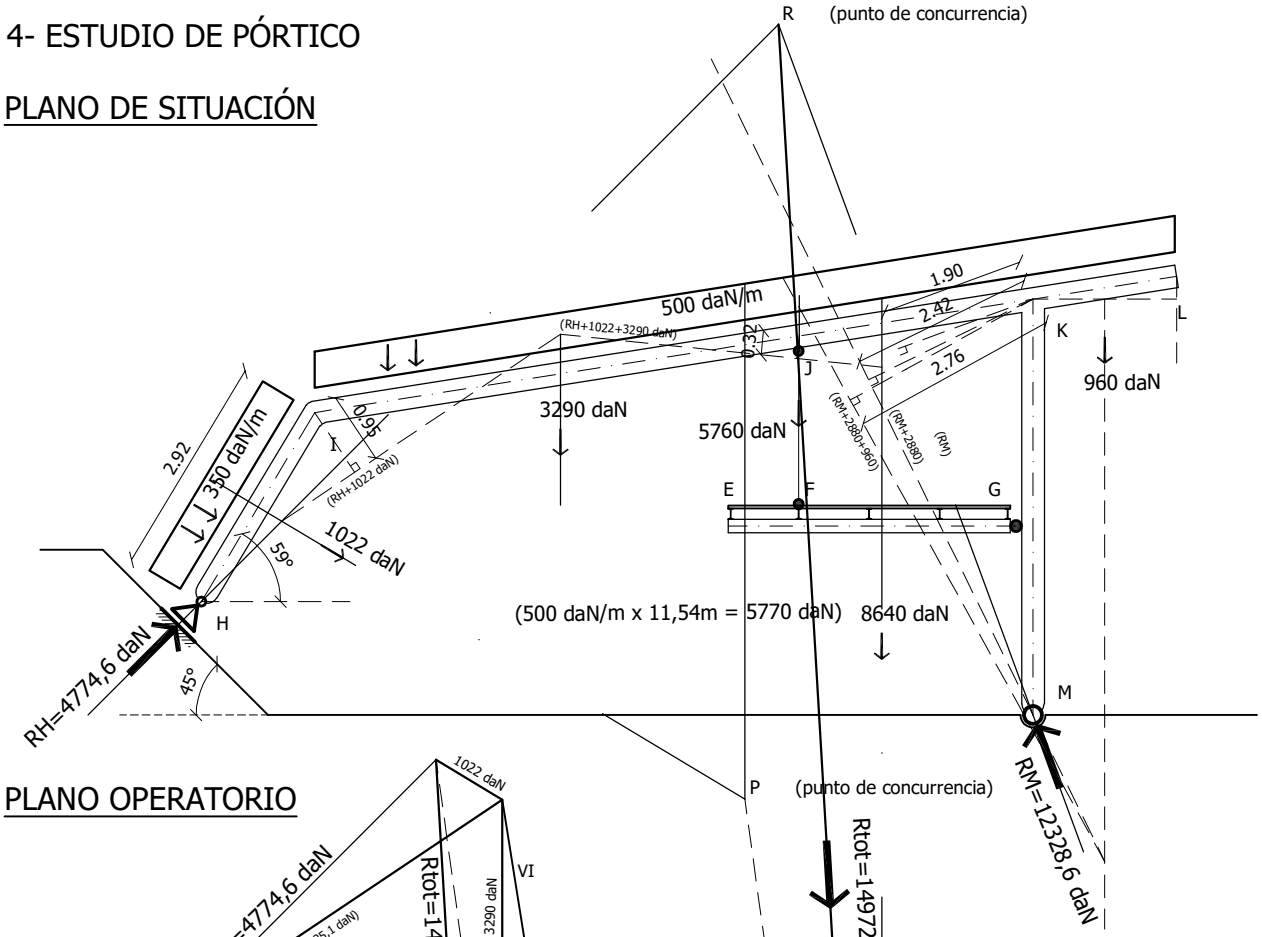


PLANO OPERATORIO

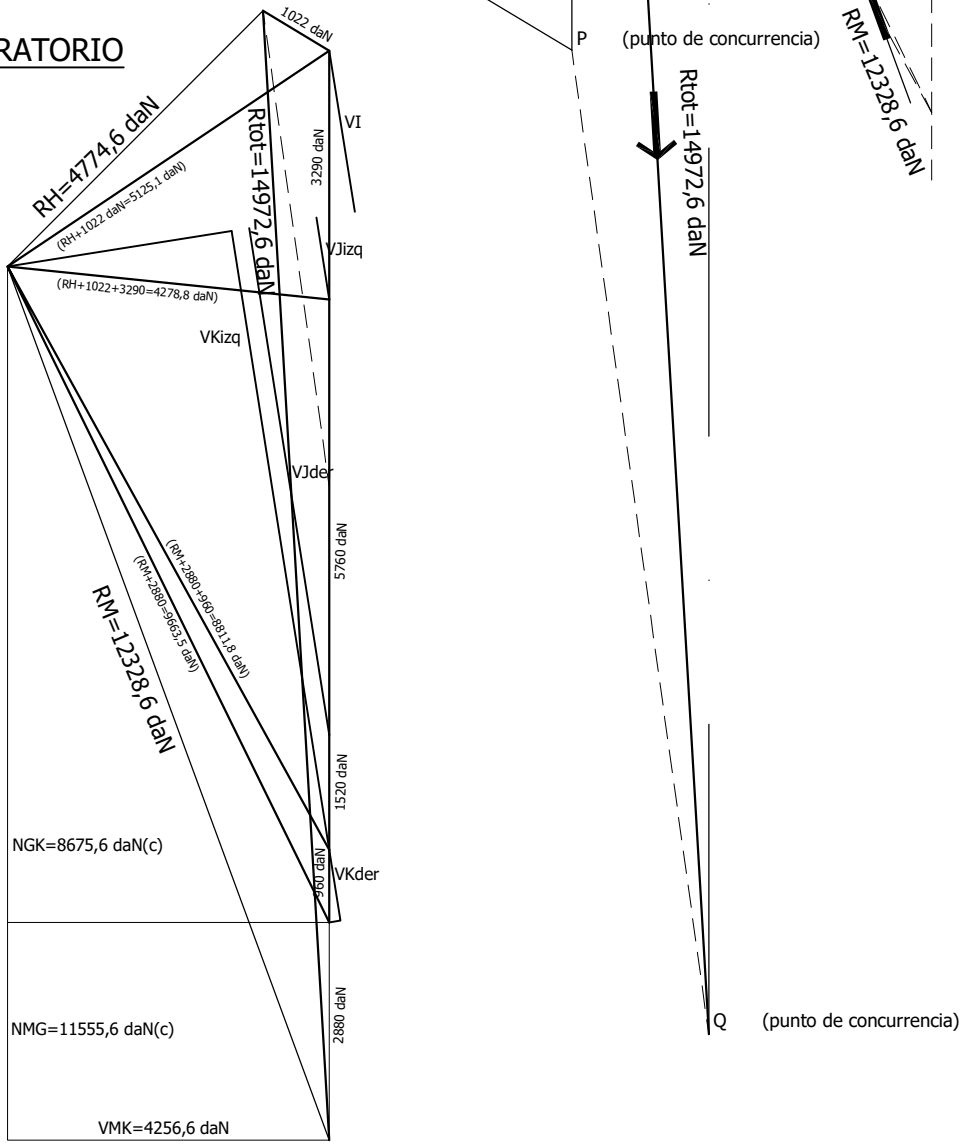


4- ESTUDIO DE PÓRTICO

PLANO DE SITUACIÓN



PLANO OPERATORIO



MOMENTOS POR Rizq

MI = (RH+1022)x0,95 = 5125,1x0,95 = 4869,9 daN.m

MJ = (RH+1022+3290)x0,32 = 4278,8x0,32

MJ = 4278,8x0,32 = 1369,2 daN.m

MK(ijk) = (RM+2880+960)x2,76 = 8811,8x2,76

MK(ijk) = 8811,8x2,76 = 24320,6 daN.m

MK(mk) = (RM+2880)x2,42 = 9663,5x2,42 = 23410,8 daN.m

Mk(mk) = RMx1,90 = 12328,6x1,90 = 23424,3 daN.m

Diagrama CORTANTE (daN)

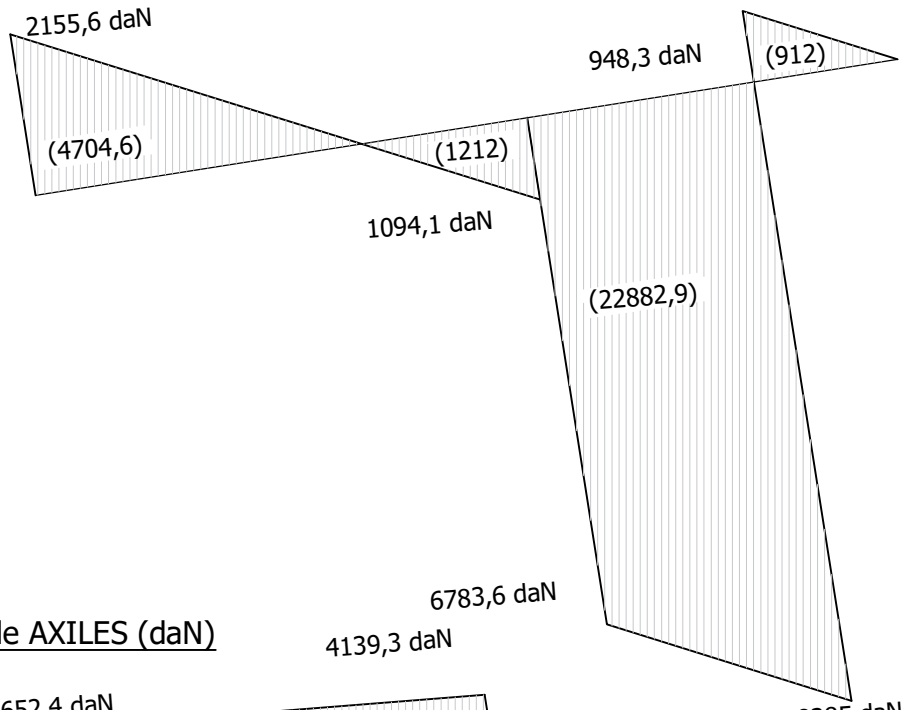
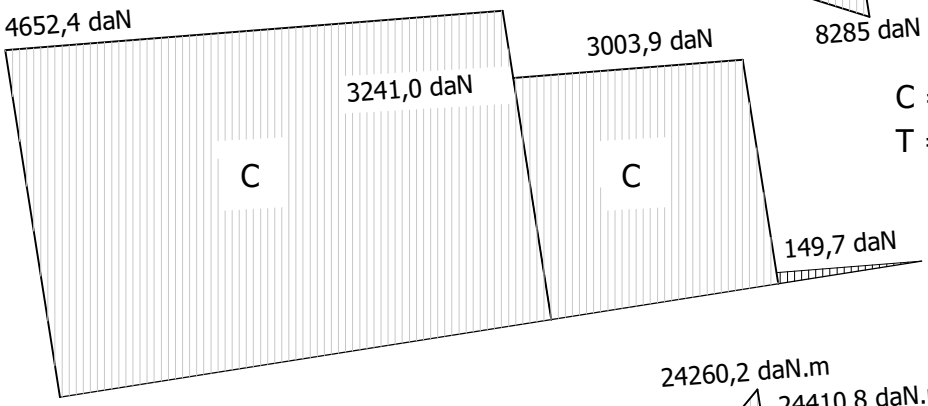


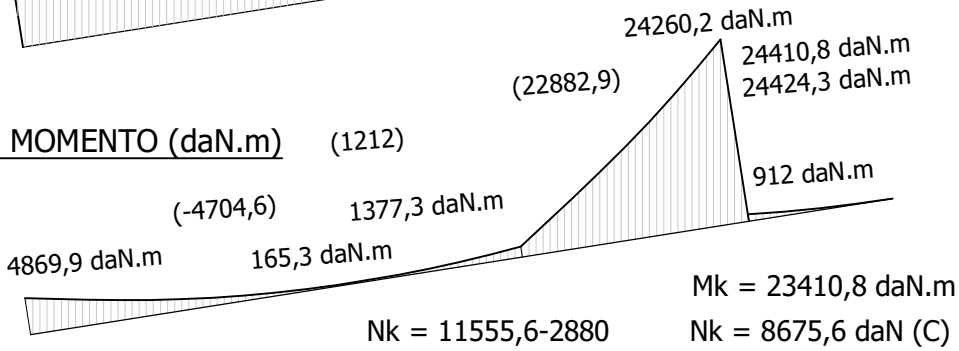
Diagrama de AXILES (daN)



C = compresión

T = tracción

Diagrama de MOMENTO (daN.m)



Mk = 23410,8 daN.m

Nk = 11555,6-2880

Nk = 8675,6 daN (C)

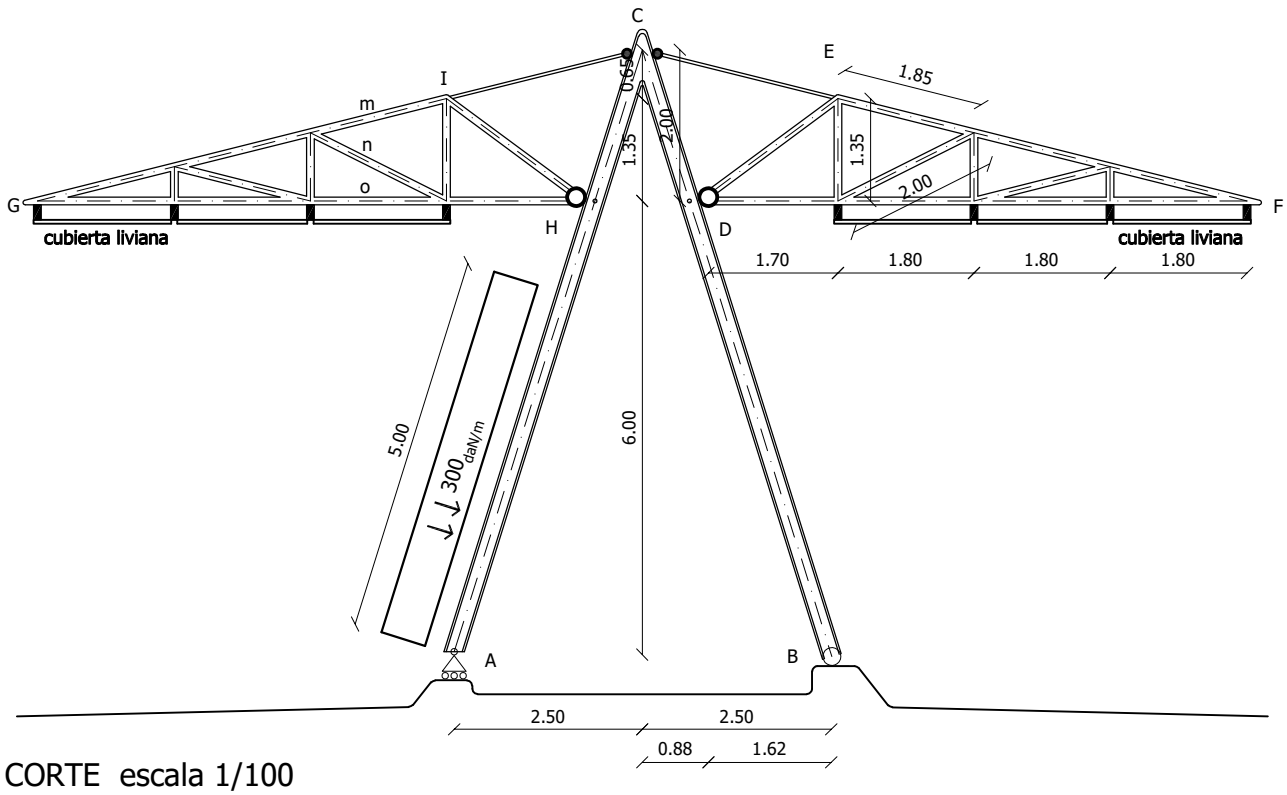
Dados los gráficos adjuntos de la estructura de un andén cubierto, se pide:

1. Determinar el equilibrio y los diagramas de solicitaciones de las correas intermedias que sostienen la cubierta liviana, teniendo en cuenta que están construídas con tramos discontinuos entre apoyos. Dimensionarlas con una escuadría de madera según la más comprometida.
2. Determinar las descargas de todas las correas sobre el reticulado HIG. Considerar las descargas de las correas de borde como la mitad de las descargas de las correas intermedias.
3. Resolver el equilibrio de dicho reticulado y determinar el esfuerzo de la biela IC.
4. Hallar los esfuerzos en las barras m, n y o.
5. Dimensionar dichas barras con un perfil [ ] de acero, según la más comprometida.
6. Dimensionar la biela IC con una varilla de perfil normal de acero doble C ([ ]).
7. Determinar las descargas de los reticulados sobre el pórtico ACB (las descargas del reticulado DEF son simétricas a las del reticulado GHI).
8. Resolver el equilibrio global del pórtico ACB teniendo en cuenta la incorporación de un panel para propaganda que, sometido a carga de viento, descarga 300 daN/m en dirección perpendicular al tramo AH (dicha descarga se indica en el corte adjunto).
9. Hallar resultante izquierda y solicitaciones en la sección H del pórtico, antes y después de la descarga del reticulado HIG.

DATOS AUXILIARES:

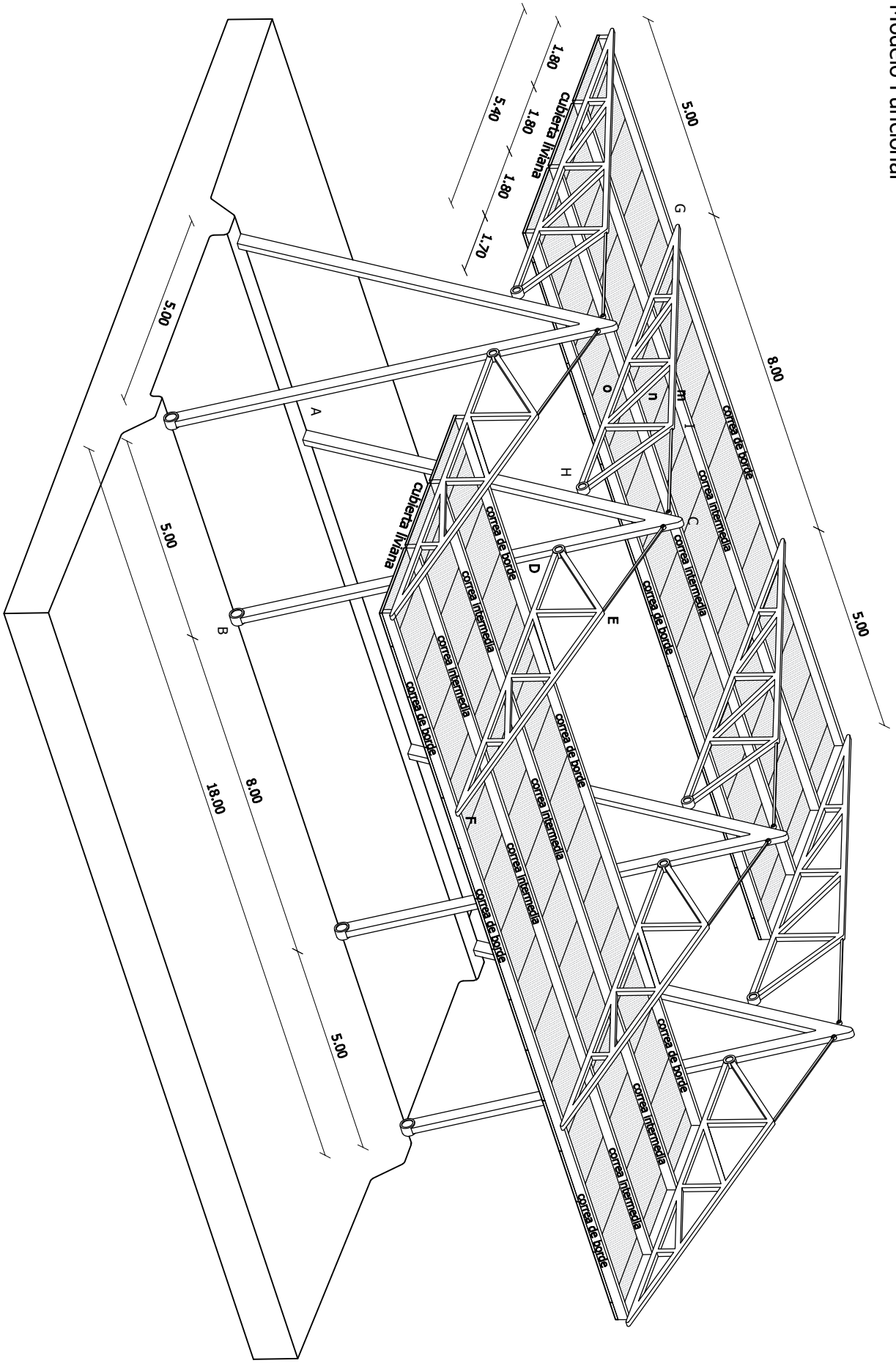
- Carga total sobre la cubierta liviana: 120 daN/m^2
- Tensión normal de dimensionado del acero: 1400 daN/cm^2
- Tensión normal de dimensionado de la madera: 105 daN/cm^2
- Tensión tangencial de dimensionado de la madera: 6 daN/cm^2
- Módulo de elasticidad de la madera: 110000 daN/cm^2

Nota: Las cotas indicadas son a eje y en metros.



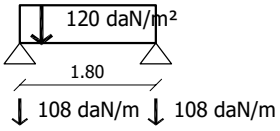
CORTE escala 1/100

Modelo Funcional

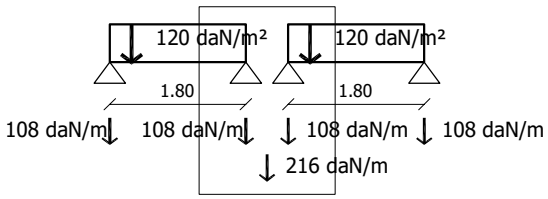


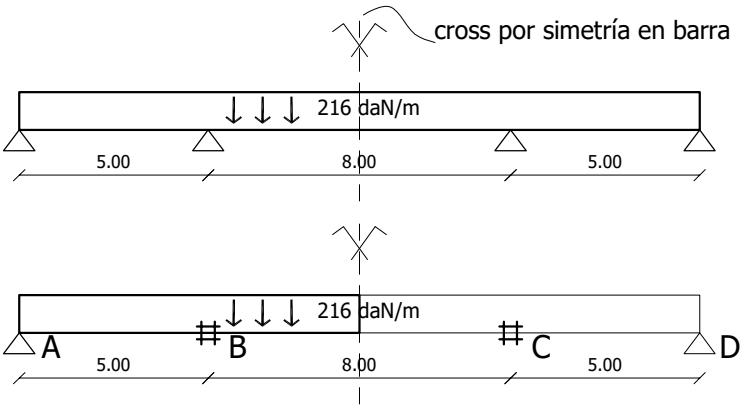
1.CORREAS

Faja de 1,0 metros de entablonado



Correa Intermedia

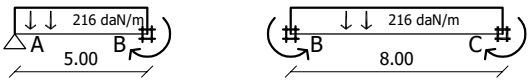




COEFICIENTES DE REPARTICIÓN EN NODO B

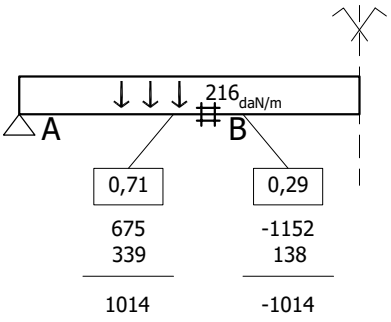
	L (m)	Ir	α	κ	α.κ	β	por ⟡	suma	coef.
AB	5,00	1	0,75	0,20	0,15	-		0,21	0,71
BC	8,00	1	1	0,125	0,125	0,5	0,06		0,29

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO



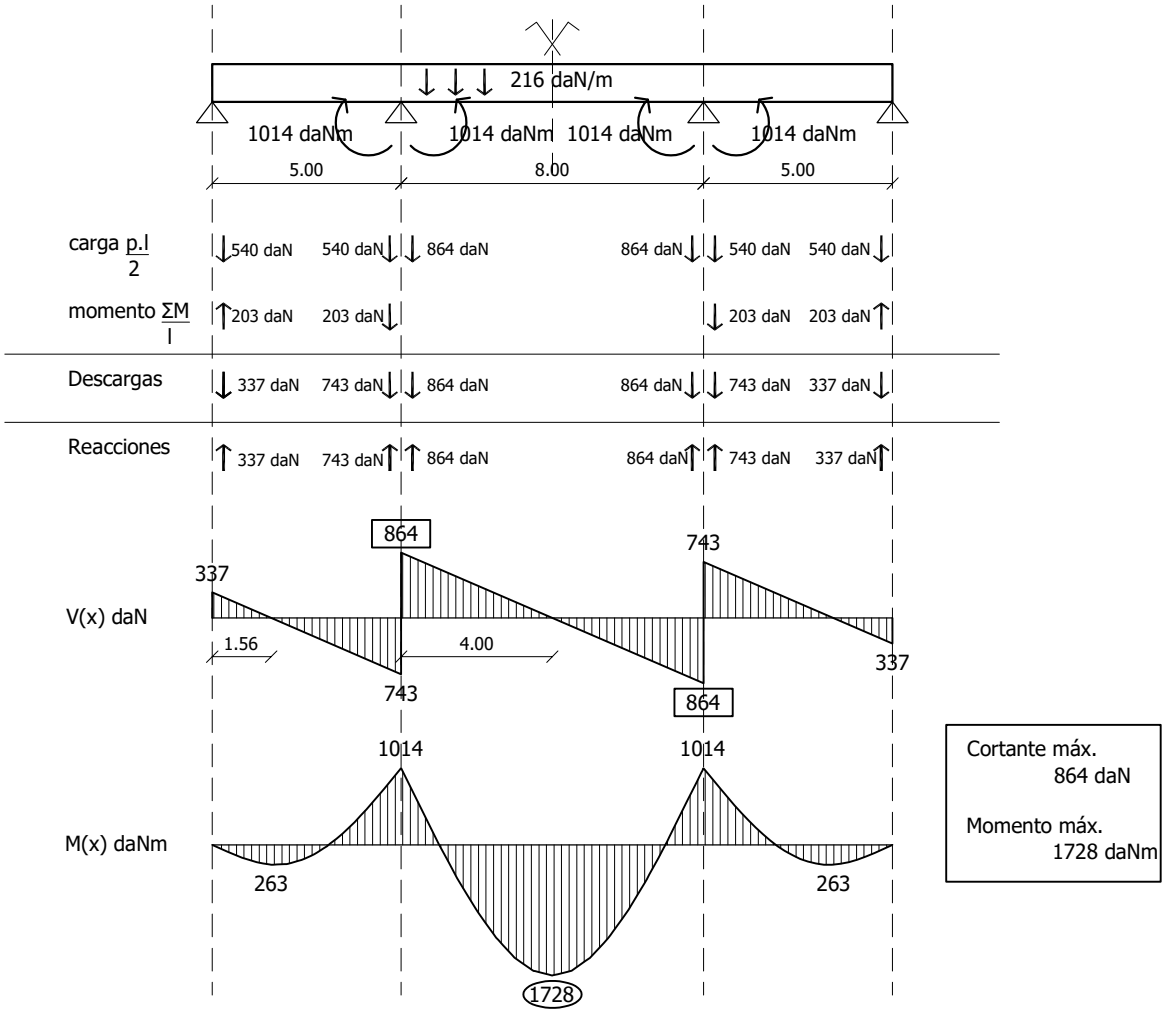
$M_{BA} = \frac{p.l^2}{8} = \frac{216.(5,00)^2}{8} = 675$ daNm

$M_{BC}=M_{CB} = \frac{p.l^2}{12} = \frac{216.(8,00)^2}{12} = 1152$ daNm



ΣM= 675 + (- 1152) = - 477 daNm ⟶ opuesto ⟶ 477 daNm

477 x 0,71 = 339 daNm
477 x 0,29 = 138 daNm



TENSIONES NORMALES

W_{nec} = 172800 daN.cm/105 daN/cm^2 = 1646 cm^3

2 3''x11" W_{res} = 886 . 2 = 1772 cm^3
A = 195,95 . 2 = 391,9 cm²

σ_{real} = 172800 daN.cm/1772 cm^3 = 97,5 daN/cm^2

verifica

TENSIONES RASANTES

δ_{adm} = 6 daN.cm^2

$\delta d \geq \frac{3 \cdot Vmax}{2 \cdot A}$ $A \geq \frac{3 \cdot Vmax}{2 \cdot \sigma_{adm}}$ $A \geq \frac{3 \cdot 864\ daN}{2 \cdot 6\ daN.cm^2}$

A≥ 216 cm^2

verifica

DEFORMACIONES

$$Z_{máx} = \frac{5 \times 2{,}16 daN/cm4 \times 800\ cm4}{384 \times 110000\ daN/cm^2 \times 1702{,}44\ cm^4} - \frac{1 \times (101400\ daN/cm^2 \times 2) \times 800^2\ cm^2}{16 \times 110000\ daN/cm^2 \times 1702{,}44\ cm^4}$$

$Z_{máx}$= 61,51 cm - 43,32 cm
$Z_{máx}$= 18,19 cm

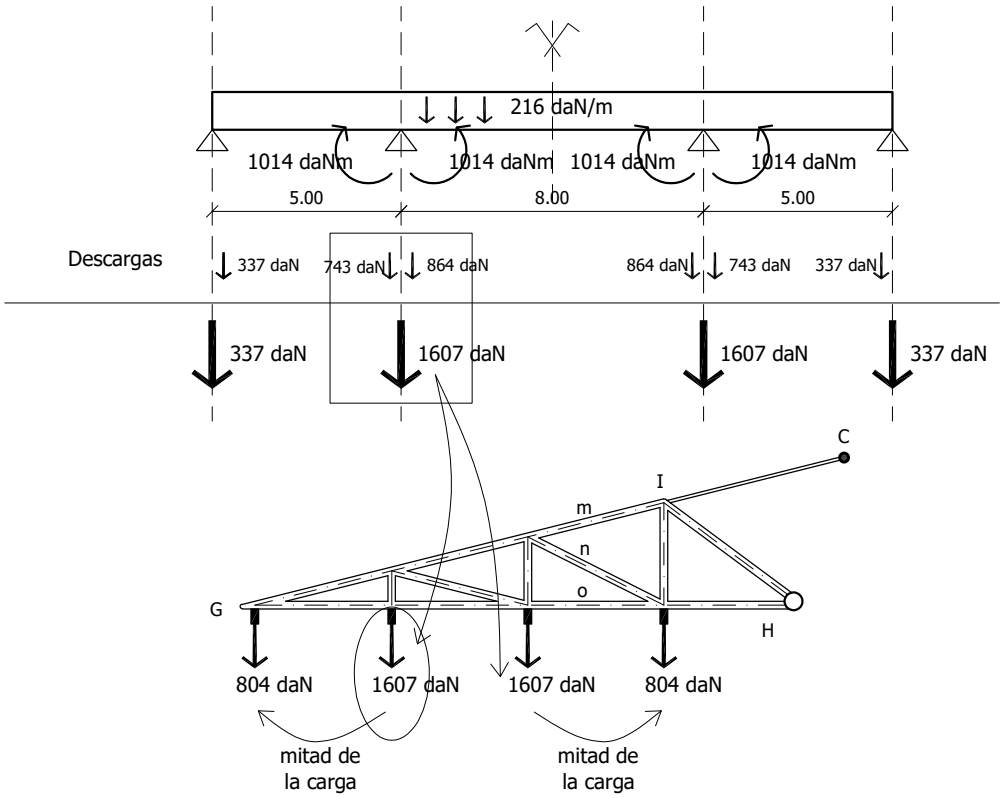
NO verifica

Z_{adm}= 800 cm / 300
Z_{adm}= 2,667 cm

$f$adm ≥ $f$máx
2,667cm x Inec ≥ 18,19cm x 1702,44cm2
Inec ≥ 11.641,87 cm^4

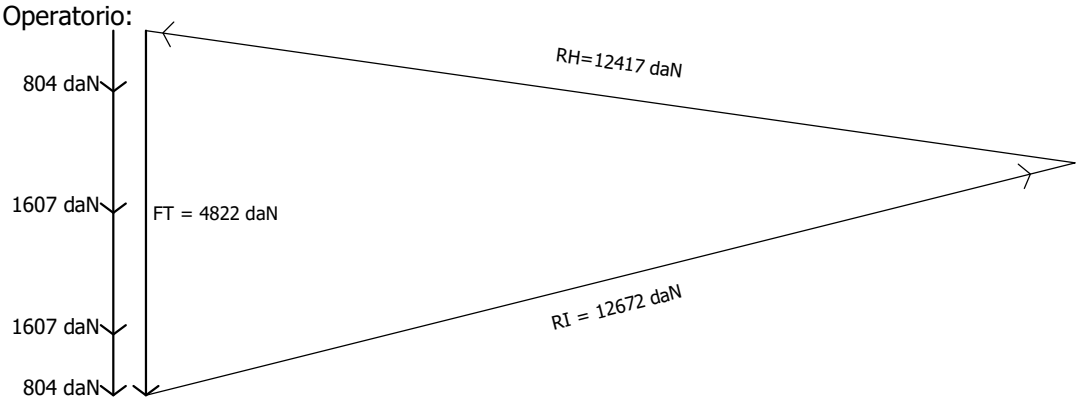
4x10 $\frac{1}{2}$ " x 6 I = 2004,31 x 6 = 12.025,86 cm^4

2. Descarga en reticulado HIG

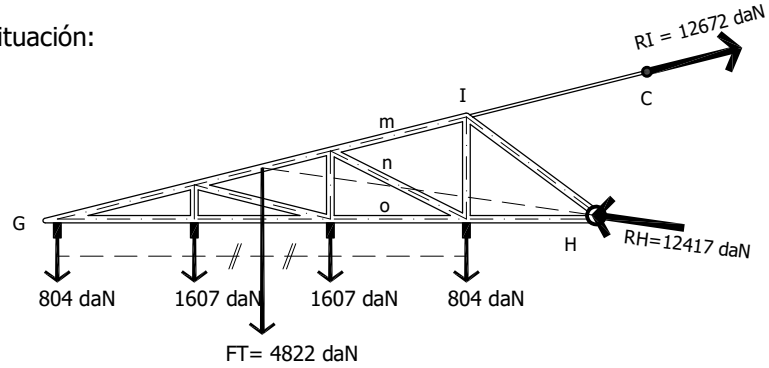


3. Equilibrio global reticulado CHIG

Plano Operatorio:

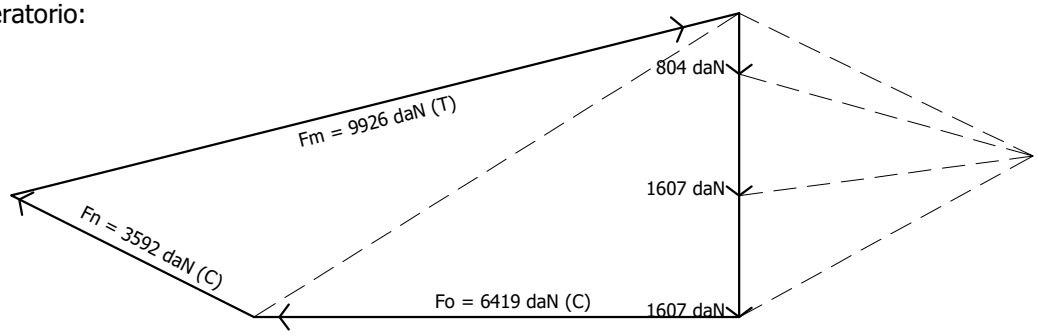


Plano de Situación:

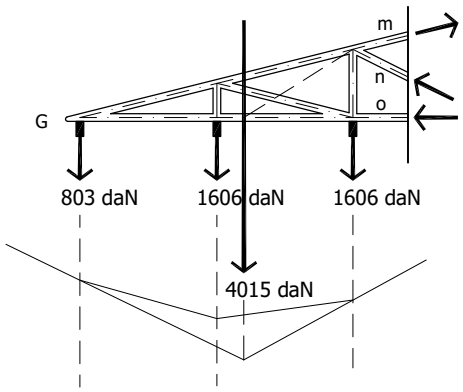


4. Esfuerzos en barras m,n,o

Plano Operatorio:



Plano de Situación:



barra	largo(m)	Tracc. (daN)	Comp. (daN)
m	1,86	9926daN	
n	2,01		3592daN
o	1,80		6419daN

5. Diseño barras el reticulado

Tracción
Barra: m
Axil: 9926daN

$\sigma d \geq \sigma máx = F / A \Rightarrow A^{nec} \geq \frac{F}{\sigma d}$

$A^{nec} \geq \frac{9926daN}{1400daN/cm^2}$

$A^{nec} \geq 7,09\ cm^2$

PN [ ] N°3

Compresión
Barras: n y o
Axil: 3592 y 6419 daN
Largo: 2,01 y 1,80 m

barra o

$\sigma euler \geq \sigma real \Rightarrow \frac{\sigma d}{\omega} \geq \frac{F}{A}$

$\sigma euler = \sigma d / \omega p$

$A^{nec} \geq \frac{6419daN}{1400daN/cm^2} \geq 4,58cm^2$ ⇒ PN [ ] N°3

A=10,88cm²

$\lambda = \frac{180cm}{1,08cm} = 167 \Rightarrow \omega = 6,59$

i_{min}=1,08cm

$\frac{6419daN}{10,88cm^2} \leq \frac{1400daN/cm^2}{6,59}$

590 ≰ 212 ⇒ NO verifica

PN [ ] N°5
A=14,24cm²
i_{min}=1,92

$\lambda = \frac{180cm}{1,92cm} = 94 \Rightarrow \omega = 2,04$

$\frac{6419daN}{14,24cm^2} \leq \frac{1400daN/cm^2}{2,04}$

451 < 686 ⇒ verifica

6. Dimensionado biela IC

TENSIONES NORMALES

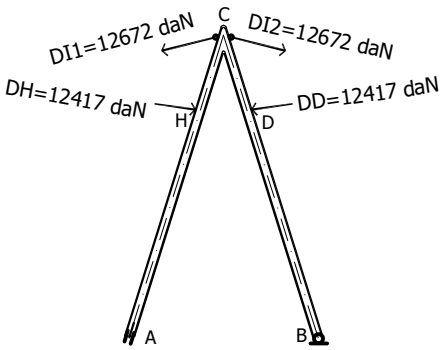
A_{nec}= 12672 daN /1400 daN/cm2 = 9,05 cm^2

PN [ ] N°3 A_{real} = 10,88 cm^2

σ_{real} = 12672 daN /10,88cm^2 = 1165 daN/cm2

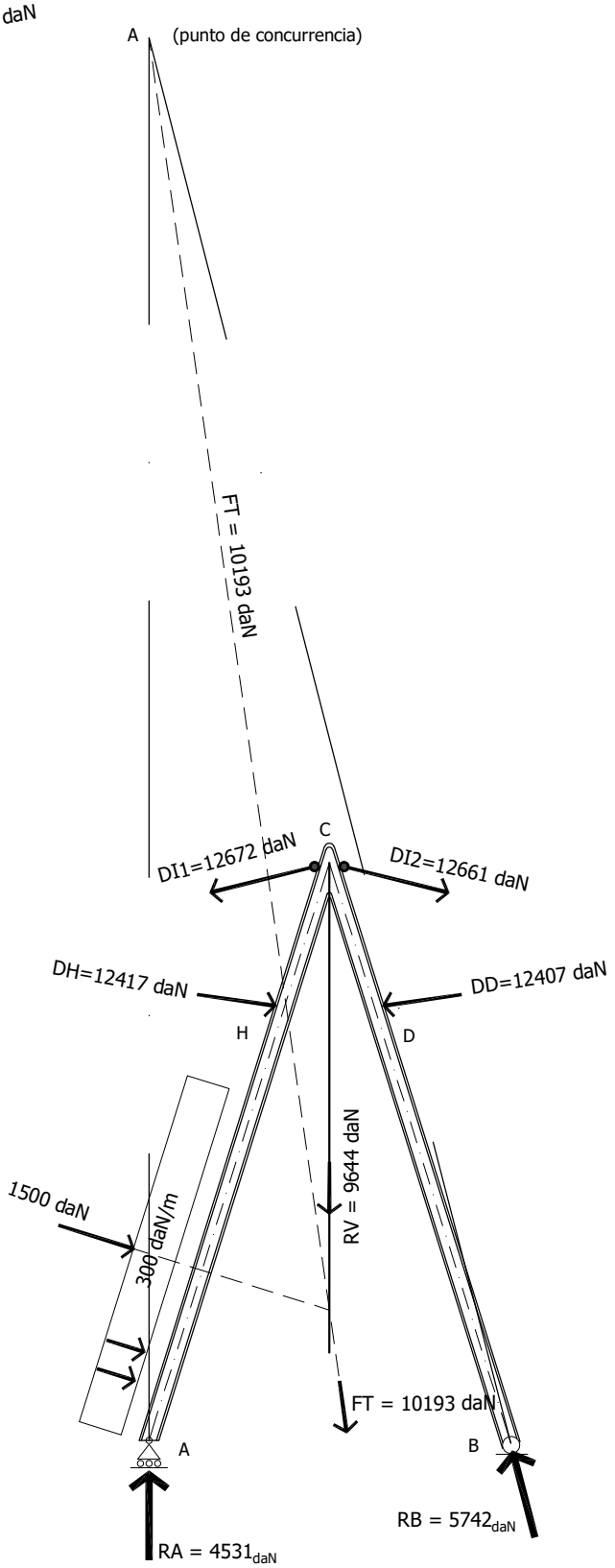
verifica

7. Descargas de reticulados en pórtico ABC

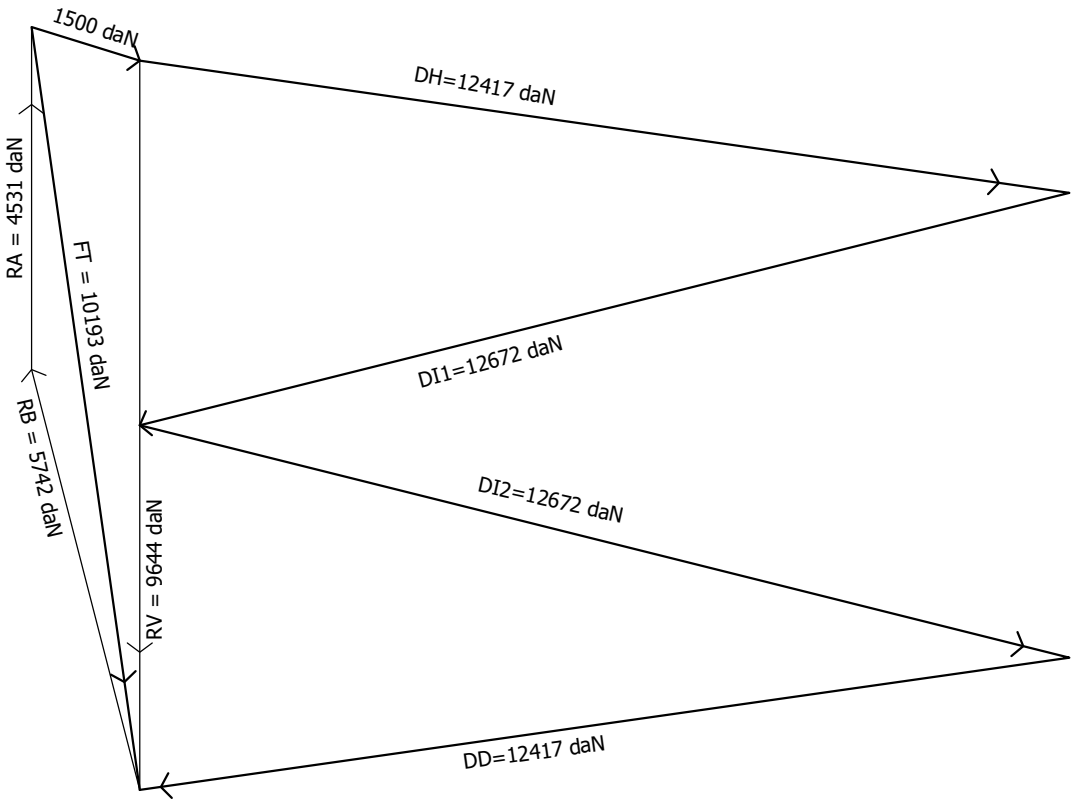


8. Equilibrio global pórtico ABC

Plano de Situación:

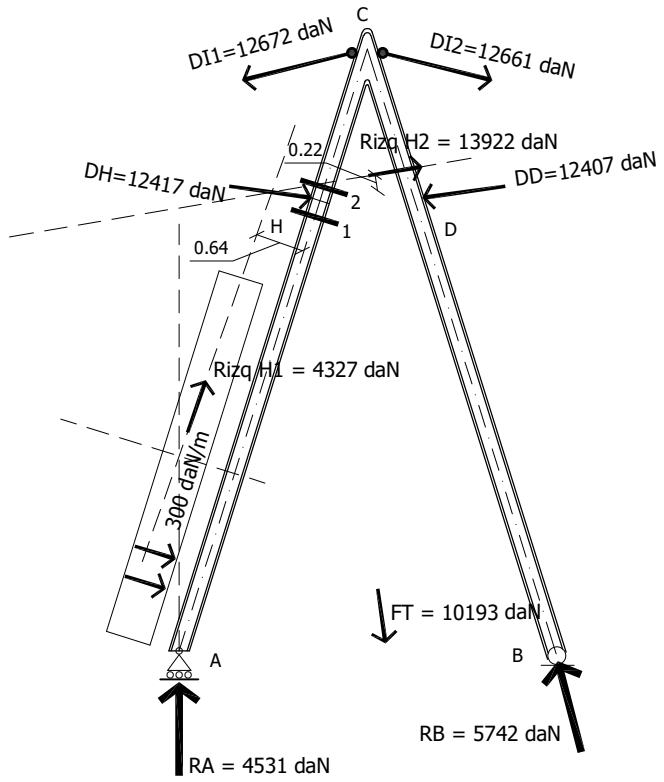


Plano Operatorio:



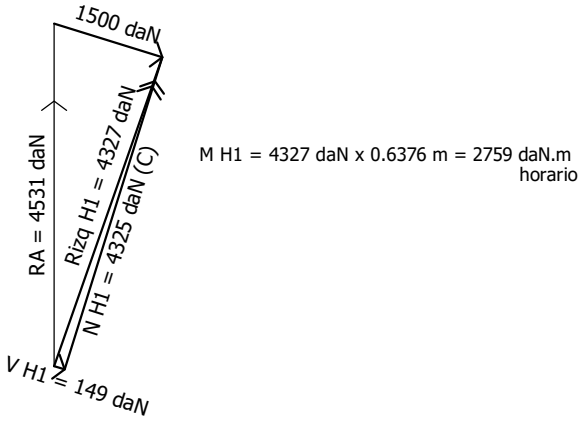
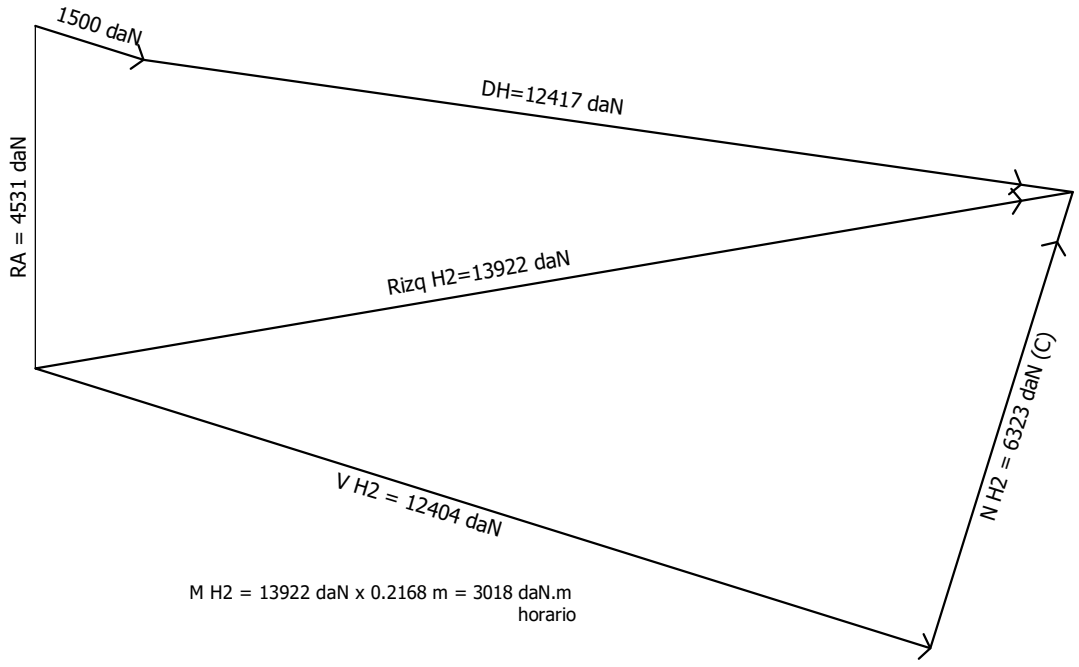
9.RESULTANTE IZQUIERDA Y SOLICITACIONES EN PUNTO H

Plano de Situación:



Plano Operatorio:

H1



H2