

DISEÑO DE CANCHA POLIDEPORTIVA SOBRE ENTREPISO DE SECCIÓN MIXTA MADERA -HORMIGÓN





Universidad de la República
Facultad de Ingeniería



Instituto de Estructuras y Transporte
Prof. Julio Ricaldoni

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN E INNOVACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MEMORIA DE CÁLCULO.

Autores:

Álvaro CONTRERES C.I.: 4.532.812-7

Magdalena DURÁN C.I.: 4.605.656-8

Tutores:

Dra. Ing. Vanesa BAÑO

Ing. Leandro DOMENECH

Febrero, 2020

Tabla de contenidos

1. Introducción	1
2. Definición de acciones y combinaciones de carga	5
3. Dimensionado de las estructuras de madera	7
4. Verificaciones del entrepiso	9
4.1. Losa de Hormigón	9
4.1.1. Estado límite último: Flexión simple	9
4.1.2. Estado límite último: Cortante	10
4.1.3. Estado límite de servicio: Deformaciones	11
4.2. Encofrado	12
4.2.1. Estado límite último: Flexión simple	12
4.2.2. Estado límite último: Cortante	13
4.2.3. Estado límite de servicio: Deformaciones	13
4.3. Viguetas	14
4.3.1. Estado límite último: Flexión Simple - Situación Construcción . . .	15
4.3.2. Estado límite último: Cortante - Situación Construcción	15
4.3.3. Estado límite de servicio: Deformaciones - Situación Construcción .	15
4.4. Sección Compuesta Madera-Hormigón	16
4.4.1. Análisis sección mixta	16
4.4.2. Eurocódigo 5	18
4.4.2.1. Estado Límite Último: Tensiones normales	18
4.4.2.2. Estado Límite Último: Tensiones tangenciales	19
4.4.2.3. Estado Límite Último: Fuerza Conector	19
4.4.2.4. Estado Límite de Servicio: Deformaciones	19
4.4.3. Ceccotti	20
4.4.4. Tomassi	20
4.4.5. Comparación de resultados	21
4.5. Vibraciones	23
4.5.1. Método del Technical Steel Research	23
4.5.2. Aproximación de la frecuencia natural por el peso propio	24
5. Vigas	27
6. Montantes	29
6.1. Estado límite último: Compresión	29
6.2. Estado límite último: Inestabilidad - Pandeo	29
7. Arcos	31
7.1. Modelo Computacional	31
7.2. Estado límite último: Compresión	33
7.3. Estado límite último: Flexión simple	33
7.4. Estado límite último: Cortante	33

7.5. Comprobaciones singulares: Curvado de láminas	34
7.6. Comprobaciones singulares: Zona de Vértice	34
7.7. Estado límite último: Inestabilidad-Pandeo	36
7.8. Análisis de segundo orden: Imperfecciones	37
7.9. Estados límites de servicio	40
8. Pilares Existentes	41
9. Uniones	45
9.1. Unión Arco-Pilar	45
9.1.1. Unión Acero-Acero	45
9.1.2. Unión Madera-Acero	49
9.2. Unión Vértice del Arco	50
9.2.1. Unión Acero-Acero	51
9.2.2. Unión Madera-Acero	52
9.3. Unión sobre los Montantes	53
9.3.1. Unión Montante-Arco	54
9.3.2. Unión Montante-Viga	55
9.4. Unión vigueta-viga	55
10.Resistencia al fuego	59
11.Metraje de materiales	63
11.1. Acero y aluminio	63
11.2. Madera	65
11.3. Hormigón	65
11.4. Costos	65
12.Bibliografía	67
13.Anexo A: Losa	69
14.Anexo B: Encofrado	71
15.Anexo C: Vigueta	73
16.Anexo D: Sección compuesta madera-hormigón, Eurocódigo 5	75
17.Anexo E: Sección compuesta madera-hormigón, Ceccotti	81
18.Anexo F: Sección compuesta madera-hormigón, Tomassi	85
19.Anexo G: Montante	89
20.Anexo H: Arco	93
21.Anexo I: Presupuestos	103
21.1. Madera	103
21.2. Acero	110

1. Introducción

En este documento se propone y analiza una solución estructural al problema planteado por la Fundación “La Muralla”. Dicha organización concursó para obtener ayuda financiera por parte de la Intendencia Municipal de Montevideo para la construcción de una cancha polideportiva multifuncional, a través del programa Presupuesto Participativo en el año 2016. El proyecto al que se quiere llegar es bastante ambicioso y el dinero otorgado es de tres millones de pesos uruguayos que resulta bastante acotado para los costos que se manejan normalmente en el rubro de la construcción.

Habitualmente en proyectos similares la mano de obra es el rubro de mayor influencia sobre el costo total, por este motivo los integrantes de la fundación aportarán, en la medida de lo posible, la mano de obra necesaria ahorrándose así una cantidad importante de dinero, pero limitando las posibles soluciones estructurales a adoptar.

En una primera instancia se evaluaron los costos de diferentes soluciones estructurales, llegando a la conclusión de que un entrepiso mixto de acero y hormigón que descarga sobre vigas metálicas de alma llena y un entrepiso mixto madera hormigón que se apoya en arcos de madera laminada encolada (MLE), eran las soluciones que mejor se adaptaban a las condicionantes del proyecto, principalmente en el aspecto económico. Este documento se centra en el cálculo de la solución de un entrepiso mixto madera hormigón, descargando sobre arcos de MLE.

En la figura 1.1 se puede ver un render de la estructura a dimensionar, una cancha que se encuentra en un plano elevado cinco metros con respecto al nivel del suelo.



Figura 1.1: Render de la estructura

La estructura a dimensionar en este trabajo está compuesta por una losa de hormigón que junto a viguetas de MLE donde se apoya, forman el entrepiso de sección mixta. Las dimensiones de estas viguetas y su separación dependerán de los estados de límite último y de servicio correspondientes, además, al definir esta separación se buscará aprovechar

los tableros contrachapados plywood que se utilizarán como encofrados para el hormigón de la losa. El entrepiso de sección mixta se apoya sobre vigas de MLE, que mediante montantes que se colocarán como se describe más adelante en este documento y en los planos correspondientes, transmiten las cargas a grandes arcos que también son de MLE y son los responsables de sostener toda la estructura.

En la figura 1.2 se muestra una planta esquemática en la que se observan los elementos estructurales mencionados anteriormente, en particular, las viguetas de MLE, los arcos de MLE y los pilares metálicos ya existentes. También se presenta un corte transversal (figura 1.3) en donde se ven la losa de hormigón, las viguetas de MLE, los arcos de MLE y los pilares metálicos. Por otro lado, se observa que la solución de arcos adoptada permite el uso del espacio que se encuentra por debajo de la cancha, lo cual fue una condicionante del proyecto según lo planteado por la Fundación La Muralla. También se destaca que las luces a salvar son importantes, lo que requerirá de soluciones que no son de uso común en nuestro medio como lo es el arco de MLE.



Figura 1.2: Planta esquemática del entrepiso

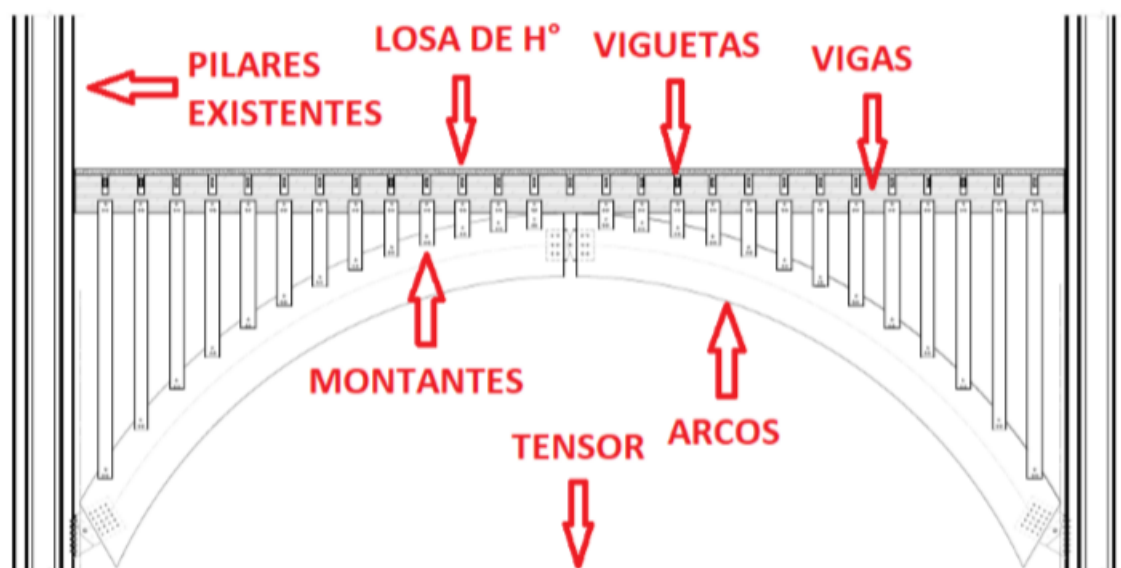


Figura 1.3: Corte esquemático del entrepiso

2. Definición de acciones y combinaciones de carga

Las acciones consideradas se pueden dividir entre permanentes, variables y accidentales.

Acción permanente: Acción que previsiblemente va a actuar durante un período de referencia dado y cuya variación de magnitud en el tiempo es despreciable o se da siempre en la misma dirección hasta que la acción alcanza un valor límite.

Acción variable: Acción cuya variación en magnitud en el tiempo no es ni despreciable ni monótona.

Acción accidental: Acción con una pequeña probabilidad de ocurrencia, generalmente de corta duración y con efectos importantes.

Dentro de las acciones permanentes se consideran: el peso propio del piso de madera correspondiente a una cancha polideportiva ¹, peso propio de la losa, peso propio de las viguetas, peso propio de los montantes, peso propio de las vigas y peso propio del arco. Mientras que dentro de las cargas variables se consideran: una sobrecarga de uso de distribución superficial o una sobrecarga de uso puntual, ambas aplicadas sobre la losa de hormigón. Tomando como referencia el Eurócodigo 1, se aplica una sobrecarga de uso de 5 kN/m^2 , carga referente a gimnasios, o una carga puntual de 7 kN en la sección más crítica. Y por último la carga accidental considerada es la situación de fuego.

En resumen, las combinaciones de cargas consideradas en situación normal, sin perjuicio de las que se detallarán caso a caso en los siguientes capítulos, son las que se enumeran en la tabla 2.1:

	CP	P	S
1) CP	1,35	0	0
2) CP + P	1,35	1,5	0
3) CP + S	1,35	0	1,5

Tabla 2.1: Combinaciones de cargas en situación normal.

Donde:

- **CP:** acciones permanentes
- **P:** acción variable, en particular, sobrecarga de uso puntual de 7 kN detallada anteriormente
- **S:** acción variable, en particular, sobrecarga de uso superficial de 5 kN/m^2 detallada anteriormente

Por otro lado, como se verá en el capítulo 10, se analiza la estructura bajo la acción del fuego. Para dicho estudio se consideran las combinaciones de carga que se muestran en la tabla 2.2:

¹<http://www.gumma.com.ar/producto/taraflex-sport-m-comfort>, visitada enero 2020

	CP	P	S
4) Fuego 1 (CP)	1	0	0
5) Fuego 2 (CP + P)	1	0,5	0
6) Fuego 3 (CP + S)	1	0	0,5

Tabla 2.2: Combinaciones de cargas en situación de fuego.

3. Dimensionado de las estructuras de madera

Tomando como referencia lo propuesto en los Eurocódigos 0, 1 y 5, en este capítulo se definen los valores de cálculo de la resistencia y de las tensiones para elementos estructurales de madera. En primer lugar, en la ecuación 3.1, se detalla cómo se hallan los valores de cálculo de la resistencia.

$$X_d = k_{mod}k_{sys}\left(\frac{X_k k_h}{\gamma_m}\right) \quad (3.1)$$

Donde:

- X_d : valor de cálculo de la propiedad resistente
- X_k : valor característico de la propiedad resistente
- γ_m : coeficiente de seguridad parcial del material
- k_{mod} : factor de modificación que tiene en cuenta el efecto de la duración de la carga y el contenido de humedad
- k_h : coeficiente de altura
- k_{sys} : coeficiente de carga compartida

El valor característico de la resistencia depende de la clase resistente de la madera considerada, que se definirá para cada elemento estructural.

Con respecto al coeficiente parcial del material para las propiedades y la resistencia, el Eurocódigo 5 en la tabla 2.3, indica que para MLE es 1, 25 y para los tableros Plywood es 1, 3.

El factor de modificación depende de la clase de servicio. En este caso es 1, es decir, el contenido de humedad de los materiales correspondiente a una temperatura de 20° y una humedad relativa del aire que solo supera el 65 % durante unas pocas semanas al año. Además depende de la duración de la carga, por lo que dicho coeficiente varía dependiendo la combinación de acciones. Las acciones consideradas en esta memoria son: permanentes; de mediana duración, en el caso de las sobrecargas; y accidentales, por lo que corresponden los siguientes k_{mod} :

Acción Permanente	0,6
Acción de Mediana Duración	0,8
Acción Accidental	1,0

Tabla 3.1: Coeficiente k_{mod} .

El coeficiente de altura para MLE y para piezas de sección rectangular cuya altura no supere los 600 mm es definido por el Eurocódigo 5 en su ecuación 3.2 de la siguiente manera:

$$k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1, 1\} \quad (3.2)$$

Donde:

- h : altura de la pieza en mm

Para los arcos queda definido entonces, $k_{h,arcos} = 1$, por tratarse de una sección con una altura mayor a los 600 mm no se aumenta la resistencia a flexión ni la resistencia a tracción paralela a la fibra. Por otro lado, para las viguetas se aumenta la resistencia a flexión y la resistencia a tracción paralela a la fibra mediante el coeficiente $k_{h,viguetas} = 1,06$.

El coeficiente de carga compartida k_{sys} para este trabajo se tomará igual a 1, al considerar que la luz de las viguetas es mayor a 6 m.

Por otro lado, para hallar el valor de cálculo de una acción se plantea la siguiente expresión:

$$F_d = \gamma_F F k \quad (3.3)$$

Donde:

- F_k : valor característico de la acción
- γ_F : coeficiente parcial de seguridad de las acciones, se detallan en la tabla 3.2

Tipo de acción	Situación desfavorable
Permanente - Peso Propio	1,35
Variable	1,50

Tabla 3.2: Coeficiente parcial de seguridad de las acciones (γ_F)

En resumen, las tensiones de cálculo no pueden superar las resistencias de cálculo, es decir:

$$F_d \leq X_d \quad (3.4)$$

En los siguientes capítulos se detallan las verificaciones realizadas para los elementos estructurales y en los anexos de los capítulos 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, y 20 se presentan todos los resultados numéricos.

4. Verificaciones del entrepiso

El entrepiso está formado por una losa de hormigón armado HA-25 (EHE-08) con un espesor de 8 cm mientras que la armadura es de acero conformado A500. Como encofrado para el hormigón se utilizan tableros plywood (catálogo Lumin), cuyo espesor se determinará de acuerdo a criterios de flexión y flecha máxima para que no sea necesario apuntalarlos. La losa se encuentra sobre viguetas de MLE, clase resistente GL24h (EN 14080), con una separación de 60 cm entre ellas. La unión entre el hormigón y las viguetas de MLE se materializa utilizando conectores metálicos de tipo pasador.

4.1. Losa de Hormigón

Tal como se mencionó anteriormente la losa es de hormigón armado, con un espesor de 8 cm y las siguientes propiedades:

E_c	32	GPa
$f_{c,k}$	25	MPa
ρ_c	25	kN/m ³

Tabla 4.1: Características mecánicas Hormigón HA-25.

$f_{y,k}$	500	MPa
-----------	-----	-----

Tabla 4.2: Características mecánicas Acero A500.

Donde:

- E_c : valor del módulo de elasticidad secante
- $f_{c,k}$: valor característico de la resistencia a compresión a los 28 días
- ρ_c : valor de la densidad
- $f_{y,k}$: valor característico del límite de fluencia

A continuación se presentan las verificaciones a realizar, mientras que los resultados se encuentran en el Anexo A (capítulo 13).

4.1.1. Estado límite último: Flexión simple

Para dimensionar la losa, se obtienen los momentos positivos y negativos máximos a los que está sometida según los estados de carga presentados en el capítulo 2, y considerando que la losa es continua en todas las direcciones. Tanto en la dirección paralela al eje longitudinal de las viguetas a lo largo de toda la cancha, como en la dirección perpendicular

a este eje, también de un extremo al otro de la cancha. A partir de estos resultados se obtiene la armadura necesaria, siendo en este caso la cuantía geométrica mínima la más restrictiva. Las ecuaciones utilizadas son las siguientes:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2} \quad ; \quad \omega = 0,85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4\mu}{1,7}}\right) \quad ; \quad A_s = \frac{b d \omega f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.1)$$

En resumen la armadura de la losa es la siguiente:

$$A_{s,principal}^+ = 1,44 \text{ cm}^2; \phi 6/19 \text{ cm}$$

$$A_{s,secundaria}^+ = 0,36 \text{ cm}^2; \phi 6/20 \text{ cm}$$

$$A_{s,principal}^- = 1,44 \text{ cm}^2; \phi 6/19 \text{ cm}$$

$$A_{s,secundaria}^- = 0,36 \text{ cm}^2; \phi 6/20 \text{ cm}$$

4.1.2. Estado límite último: Cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}) para piezas de hormigón convencional y para regiones fisuradas, se calcula según el capítulo 44.2.3.2.1.2 de la EHE-08, mediante la siguiente expresión:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \varepsilon (100 \rho f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cd} \right] b_0 d \quad (4.2)$$

Además la normativa asegura una mínima colaboración de:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \varepsilon^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15 \sigma_{cd} \right] b_0 d \quad (4.3)$$

- f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 de valor $f_{cv} = f_{ck}$, con f_{cv} no mayor a $15 N/mm^2$
- $\varepsilon = (1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0)$, con d en mm
- d : Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión
- $\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_c}$, es la tensión axial media en el alma de la sección
- N_d : Axil de cálculo, que en nuestro caso de estudio $N_d = 0$, por lo que σ_{cd} también lo es
- ρ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal de tracción

4.1.3. Estado límite de servicio: Deformaciones

Se calculan las deformaciones transversales al eje de los elementos estructurales, es decir la flecha. En particular se calculan la flecha instantánea y la flecha diferida, para calcular a partir de ellas la flecha total.

- **Flecha instantánea:** es la ocasionada por la actuación de la carga total, sin considerar efectos diferidos.
- **Flecha diferida:** es la generada en el correr del tiempo a partir de la puesta en carga de la pieza, sin considerar efectos instantáneos.
- **Flecha total (a plazo infinito):** está formada por la flecha instantánea más la diferida ocasionada por la totalidad de la carga

Para calcular la flecha instantánea, se modeló una viga continua de 26 tramos, separados por apoyos ubicados a 60 *cm* entre sí.

Por otro lado, para hallar la flecha diferida se utiliza lo propuesto en la EHE-08:

$$\delta_{dif} = \lambda \delta_{inst} \quad ; \quad \lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho} \quad (4.4)$$

$$\delta_{total} = \delta_{dif} + \delta_{inst} = \lambda \delta_{inst} + \delta_{inst} = (1 + \lambda) \delta_{inst} \quad (4.5)$$

Donde:

- δ_{inst} : es la flecha instantánea
- δ_{dif} : es la flecha diferida
- δ_{total} : es la flecha total
- ε : es un coeficiente en función de la duración de la carga, para cargas con una duración mayor a 5 años $\varepsilon = 2$
- ρ : es la cuantía geométrica

Además de las flechas obtenidas mediante el procedimiento antes detallado, hay que tener en cuenta aquella ocasionada por el descenso del encofrado, por este motivo se adiciona el desplazamiento del capítulo 4.2.

Se utilizan valores característicos de las acciones ($\gamma_F = 1$), puesto que se trata de conocer el comportamiento de la estructura en servicio.

Con respecto a la flecha máxima admisible total, la EHE-08 la establece como:

$$\min\{L/250; L/500 + 1\text{cm}\}.$$

4.2. Encofrado

Como encofrado para el hormigón se utilizan tableros contrachapados plywood de eucaliptus, modelo CCX-PTS de la empresa Lumin, con un espesor de 12 mm, y de dimensiones 1,22 m x 2,44 m, con las siguientes propiedades:

E_0	3,0	GPa
E_{90}	1,0	GPa
$f_{m,k}$	20	MPa
$f_{v,k}$	3,0	MPa

Tabla 4.3: Características mecánicas de tableros Plywood.

Donde:

- E_0 : valor del módulo de elasticidad en la dirección paralela a la fibra
- E_{90} : valor del módulo de elasticidad en la dirección perpendicular a la fibra
- $f_{m,k}$: valor característico de la resistencia a flexión
- $f_{v,k}$: valor característico de la resistencia a corte

A continuación se presentan las verificaciones a realizar, mientras que los resultados se encuentran en el Anexo B (capítulo 14).

4.2.1. Estado límite último: Flexión simple

La tensión de cálculo está dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} \quad (4.6)$$

Mientras que la resistencia de cálculo se halla de la siguiente manera:

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k} k_h}{\gamma_m} k_{sys} \quad (4.7)$$

Donde:

- M_d : Momento flector de diseño
- W : Módulo resistente

Para hallar el valor del módulo resistente W , se tiene en cuenta que el Plywood está conformado por capas, es decir, es necesario identificar cuáles de las capas trabajan en la dirección paralela a la fibra y cuáles lo hacen en la dirección perpendicular.

Por otro lado, para el cálculo de M_d las acciones consideradas son el peso propio del hormigón y una sobrecarga (S_{const}) de 1 kN/m^2 que tiene en cuenta posibles trabajos de construcción sobre el encofrado.

4.2.2. Estado límite último: Cortante

El esfuerzo de cálculo en piezas a flexión se detalla a continuación:

$$\tau_d = \frac{1,5V_d}{b_{ef}h} \quad (4.8)$$

Mientras que la resistencia de cálculo se halla de la siguiente manera:

$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} \quad (4.9)$$

Donde:

- V_d : es el esfuerzo cortante máximo
- b_{ef} : este término indica la anchura eficaz teniendo en cuenta la presencia de fendas, $b_{ef} = k_{cr}b$, donde $k_{cr} = 0,67$ para MLE y $k_{cr} = 1$ para otros productos derivados de la madera
- b : es el ancho de la pieza
- h : es la altura de la pieza

Nuevamente, para el cálculo de V_d las acciones consideradas son el peso propio del hormigón y una sobrecarga (S_{const}) de 1 kN/m^2 que tiene en cuenta posibles trabajos de construcción sobre el encofrado.

4.2.3. Estado límite de servicio: Deformaciones

En la madera no se puede despreciar el esfuerzo de cortante a la hora de calcular las deformaciones, esto es debido al bajo valor del módulo de elasticidad transversal G respecto al módulo de elasticidad longitudinal E y en general se adopta $E/G = 16$.

Para elementos simplemente apoyados y sometidos a una carga uniformemente distribuida, se tiene la siguiente expresión para la flecha instantánea:

$$w_{inst} = \frac{5ql^4}{384EI} \left[1 + \frac{24E}{25G} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] \quad (4.10)$$

Dicha deformación instantánea se calcula para la combinación característica de acciones, es decir:

$$w_{inst} = \sum (G_k + Q_{k1} + \sum \Psi_{0,i} Q_{ki}) \quad (4.11)$$

Donde:

- G_k : son las acciones permanentes, en valor característico
- $Q_{k,1}$: es una acción variable cualquiera en valor característico
- $\Psi_{0,i} Q_{ki}$: son el resto de las acciones variables en valor de combinación

La acción considerada para este análisis es el peso propio del hormigón y del encofrado y $\Psi_0 = \Psi_1 = \Psi_2 = 1$ para cargas permanentes.

Con respecto a la deformación máxima admisible se considera como límite el valor establecido en el capítulo 5 del Eurocódigo 5, flecha instantánea máxima de $l/500$.

4.3. Viguetas

Como se verá más adelante, el estudio de la sección mixta madera hormigón se aborda desde 3 teorías distintas y se determina una sección de viguetas para cada una de ellas. A los efectos de este capítulo se toman de 12 cm x 32 cm lo que corresponde al análisis de la sección mixta según el Eurocódigo 5, capítulo 4.4.2.

Por otro lado, las mismas tienen una separación de 60 cm, son de MLE y tienen una clase resistente GL24h, con las propiedades características que se detallan en la tabla 4.4.

$E_{0,g,mean}$	11,5	GPa
$E_{90,g,mean}$	0,3	GPa
$E_{0,g,05}$	9,6	GPa
$G_{g,mean}$	0,65	GPa
$f_{c,0,g,k}$	24	MPa
$f_{c,90,g,k}$	2,5	MPa
$f_{m,g,k}$	24	MPa
$f_{t,0,g,k}$	19,2	MPa
$f_{t,90,g,k}$	0,5	MPa
$f_{v,g,k}$	3,5	MPa
$f_{r,g,k}$	1,2	MPa

Tabla 4.4: Características mecánicas madera clase resistente GL24h.

Donde:

- $E_{0,g,mean}$: valor medio del módulo de elasticidad en la dirección paralela a la fibra
- $E_{90,g,mean}$: valor medio del módulo de elasticidad en la dirección perpendicular a la fibra

-
- $E_{0,g,05}$: valor característico del módulo de elasticidad en la dirección paralela a la fibra
 - $f_{c,0,g,k}$: valor característico de la resistencia a compresión en la dirección paralela a la fibra
 - $f_{c,90,g,k}$: valor característico de la resistencia a compresión en la dirección perpendicular a la fibra
 - $f_{m,g,k}$: valor característico de la resistencia a flexión
 - $f_{t,0,g,k}$: valor característico de la resistencia a tracción en la dirección paralela a la fibra
 - $f_{t,90,g,k}$: valor característico de la resistencia a tracción en la dirección perpendicular a la fibra
 - $f_{v,g,k}$: valor característico de la resistencia a corte

Por otro lado, la particularidad de este punto es que las verificaciones a realizar son para situaciones de construcción en las cuales las viguetas se encuentran trabajando sin la colaboración de la losa de hormigón.

Tal como se mencionó anteriormente, se presentan las verificaciones a realizar, mientras que los resultados se encuentran en el Anexo C (capítulo 15).

4.3.1. Estado límite último: Flexión Simple - Situación Construcción

Esta verificación se realiza para concluir que no es necesario apuntalar las viguetas mientras la losa no es colaborante, es decir, se toma la carga correspondiente al peso propio del hormigón, pero no se tiene en cuenta la losa para el cálculo de las propiedades resistentes. Con respecto a la verificación, se toman los criterios expuestos en el capítulo 4.2.1 y una sobrecarga (S_{const}) de 1 kN/m^2 que corresponde a posibles trabajos de construcción. Tanto en la etapa de construcción como en servicio, las viguetas se consideran simplemente apoyadas en sus dos extremos.

4.3.2. Estado límite último: Cortante - Situación Construcción

Tomando los mismos criterios expuestos anteriormente y lo explicado en el capítulo 4.2.2 se verifica el cortante en situación de construcción.

4.3.3. Estado límite de servicio: Deformaciones - Situación Construcción

Para este análisis, nuevamente, se consideran las viguetas trabajando sin la colaboración del hormigón y tomando como cargas aquellas provenientes del peso propio de la losa de hormigón y el peso propio de las viguetas. El objetivo de esta verificación es el mismo que el del capítulo anterior, confirmar que no es necesario apuntalar las viguetas mientras el hormigón está en estado fresco.

Nuevamente se considera como límite de deformación instantánea máxima, el valor establecido en el Eurocódigo 5, $l/500$.

4.4. Sección Compuesta Madera-Hormigón

En los puntos anteriores se presentaron las verificaciones para la losa y para las viguetas por separado, en este capítulo se aborda la interfase madera-hormigón. Para este análisis se utiliza lo propuesto en el Eurocódigo 5, lo propuesto por Ceccotti *et al* (1995) y lo propuesto por Tomassi *et al* (2010). Si bien las tres teorías presentan abordajes distintos para la resolución del mismo problema, la diferencia más notoria es que las dos primeras no consideran el caso en que los conectores de corte estén colocados en un ángulo que no sea perpendicular al plano de unión. Por otro lado, cabe destacar que lo propuesto por Tomassi *et al* (2010) es para uniones madera-madera, pero a falta de bibliografía que utilice conectores inclinados para secciones mixtas madera-hormigón, se utilizará para analizar cómo influye el ángulo con el cual se colocan los conectores. Una vez resuelto el problema mediante las tres teorías, se estudiará cuál es la más eficiente.

Una particularidad de las secciones mixtas es que tienen una rigidez mayor que la de las piezas que la componen trabajando sin conexión alguna, pero menor a la que tendría si estas trabajaran en una composición total. El factor que determina la proximidad de la rigidez de una estructura compuesta a uno u otro extremo es el tipo de conectores de corte que se utilizan para llevar a cabo la unión entre los dos materiales. Existe una diversa gama de elementos que se pueden utilizar para cumplir esta función, pero teniendo en cuenta que dos de las condicionantes más importantes del proyecto son la mano de obra y los recursos económicos limitados, se deberá buscar un tipo de conector cuya colocación no requiera de una gran destreza y que no tenga un costo elevado.

Aquí se introduce un factor fundamental que es el módulo de deslizamiento K_{ser} , definido como el cociente entre la fuerza aplicada en servicio y el deslizamiento local de la unión (para los estados límite de servicio). A los efectos de este documento, dicho coeficiente se puede definir de 3 formas distintas, dependiendo si estamos siguiendo lo propuesto en el Eurocódigo 5, la teoría de Ceccotti *et al* (1995) o la de Tomassi *et al* (2010), tal como se verá más adelante.

Otra interrogante que origina el problema planteado es saber cómo se comporta una sección mixta madera-hormigón, compuesta por madera uruguaya, sometida a esfuerzos de corte. Este punto en particular fue estudiado en el artículo “Comportamiento a corte de compuestos madera-hormigón fabricados de madera laminada encolada uruguaya” presentado en el 4° CLEM (Congreso Latinoamericano de Estructuras de Madera), autoría de Domenech, Leandro; Durán, Magdalena; Contreras, Álvaro y Baño, Vanesa.

4.4.1. Análisis sección mixta

La sección mixta madera-hormigón está compuesta por dos piezas rectangulares como se muestra en la figura 4.1, con módulos de elasticidad diferentes por lo que se trabaja con las rigideces a flexión, en lugar de las inercias.

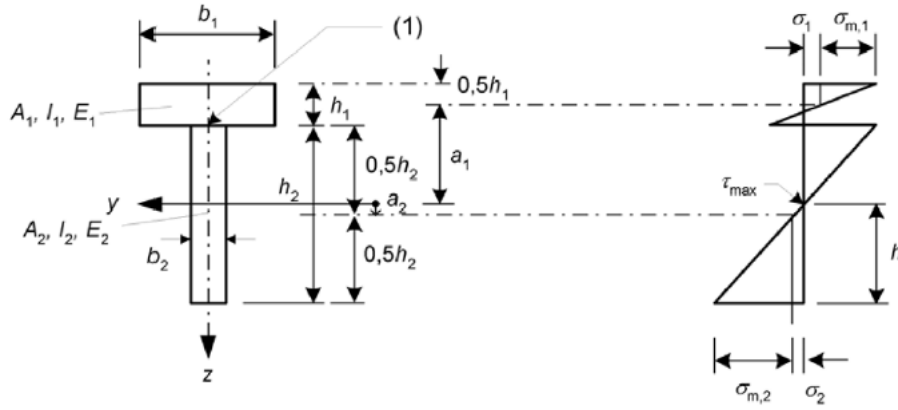


Figura 4.1: Tensiones en sección mixta madera-hormigón (Argüelles, 2013)

La capa de hormigón tiene una sección $A_1 = b_1 h_1$ y un módulo de elasticidad E_1 , el ancho del hormigón viene definido por la separación entre viguetas, el cual no puede superar el valor $2l/8$ de acuerdo con el Eurocódigo 4 de estructuras mixtas, donde l es la luz de la vigueta. Por otro lado, la pieza de madera tiene una sección $A_2 = b_2 h_2$ y un módulo de elasticidad E_2 .

Como la conexión entre ambos materiales no es perfectamente rígida, sino que existe un deslizamiento relativo entre los dos elementos que la componen, se penaliza la rigidez del hormigón con un coeficiente γ :

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{K I^2}} \quad (4.12)$$

Donde:

- s : es la separación entre elementos de conexión
- l : es la luz de la vigueta
- K : Donde K puede ser K_u o K_{ser} , dependiendo si se está estudiando un estado límite último o de servicio respectivamente (las expresiones para ambos coeficientes serán vistas más adelante)

La distancia entre el centro de gravedad de la pieza de madera y el centro de gravedad de la sección completa a_2 , puede obtenerse del equilibrio de momentos estáticos ponderados por sus rigideces.

$$a_2 = \frac{(\gamma E_1 A_1 (h_1 + h_2))}{(2(E_1 A_1 \gamma + E_2 A_2))} \quad (4.13)$$

Finalmente, se obtiene la rigidez eficaz a flexión de la siguiente expresión:

$$(EI)_{ef} = E_1 A_1 + \gamma E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + E_2 A_2 a_2^2 \quad (4.14)$$

4.4.2. Eurocódigo 5

En el capítulo anterior, 4.4.1, se detalló cómo calcular la rigidez eficaz a flexión para una sección mixta madera-hormigón; a continuación se presentan las verificaciones a realizar en la madera para el dimensionado de la sección tomando como referencia el Eurocódigo 5.

A continuación se presentan las verificaciones a realizar, mientras que los resultados se encuentran en el Anexo D (capítulo 16).

4.4.2.1 Estado Límite Último: Tensiones normales

Las tensiones normales son aquellas provocadas por un momento flector M y se pueden observar gráficamente en la figura 4.1. Para hallar dichas tensiones, se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{\gamma E_1 a_1 M}{(EI)_{ef}} \quad y \quad \sigma_2 = \sigma_{t,0,d} = \frac{\gamma E_2 a_2 M}{(EI)_{ef}} \quad (4.15)$$

$$\sigma_{1,m} = \frac{0,5 E_1 h_1 M}{(EI)_{ef}} \quad y \quad \sigma_{2,m} = \sigma_{m,d} = \frac{0,5 E_2 h_2 M}{(EI)_{ef}} \quad (4.16)$$

Donde σ_1 y σ_2 son tensiones normales producidas por una componente axial (compresión o tracción) repartida uniformemente en la sección de la pieza. Y $\sigma_{1,m}$ y $\sigma_{2,m}$ son las tensiones máximas de flexión en los extremos de la pieza.

Una vez halladas dichas tensiones se lleva a cabo la siguiente verificación para la madera:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (4.17)$$

El análisis presentado anteriormente se realiza para efectos instantáneos y para efectos diferidos. Para el efecto instantáneo de las acciones se utiliza la expresión de EI_{ef} vista anteriormente y $K_u = \frac{2K_{ser}}{3}$. Mientras que para el efecto final de las acciones, es necesario hallar $EI_{ef,fin}$ utilizando $E_{2,fin} = \frac{E_2}{1 + \Psi_2 k_{def}}$ y $E_{1,fin} = \frac{E_1}{1 + \Psi_2 2,4}$, donde Ψ_2 es igual a 1 para cargas permanentes y 0,3 para cargas variables mientras que $k_{def} = 0,6$; y por último $K_{u,fin} = \frac{2K_{ser,fin}}{3}$ donde $K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + \Psi_2 k_{def}}$

Resta definir la expresión propuesta por el Eurocódigo 5 para el coeficiente de deslizamiento en servicio (K_{ser}). Dicha norma define los valores de K_{ser} para conectores en uniones madera-madera, luego aclara que en caso de secciones mixtas madera-hormigón puede multiplicarse por dos, resultando entonces:

$$K_{ser} = 2\rho_m^{1,5}d/23 \quad (4.18)$$

Donde:

- ρ_m : densidad media, en este caso en particular $\rho_m = 420 \text{ kg/m}^3$
- d : diámetro del pasador, en este caso en particular $d = 12 \text{ mm}$

4.4.2.2 Estado Límite Último: Tensiones tangenciales

La pieza de madera al estar sometida a un cortante V , está sometida a tensiones tangenciales, cuyo máximo se puede obtener con la siguiente expresión:

$$\tau_{2,max} = \frac{0,5E_2h_2}{EI_{ef}}V \quad (4.19)$$

Su valor no puede superar la resistencia de cálculo presentada en el capítulo 4.2.2.

4.4.2.3 Estado Límite Último: Fuerza Conector

La fuerza rasante que debe resistir cada conector, viene dada por la siguiente expresión:

$$F = \frac{\gamma E_1 a_1 s}{EI_{ef}}V \quad (4.20)$$

Por otro lado, con respecto a la fuerza característica de la unión madera-hormigón, el Eurocódigo 5 no especifica una ecuación para estos materiales, por lo que se decide utilizar las planteadas para madera-acero (con conectores colocados de forma perpendicular a la unión), ya que al igual que el acero, la rigidez del hormigón es mucho mayor que la de la madera:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,r,k}}{f_{h,k} t_1^2 d - 1}} \right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,r,k} f_{h,k} d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} \end{array} \right. \quad (4.21)$$

4.4.2.4 Estado Límite de Servicio: Deformaciones

Tal como se mencionó en capítulos anteriores, se calcula la flecha instantánea, diferida y total. Para el cálculo de la flecha instantánea se utilizan las siguientes ecuaciones:

- Carga puntual: $w_{inst} = \frac{Pl^3}{48(EI)_{ef}}$
- Carga superficial: $w_{inst} = \frac{5ql^4}{384(EI)_{ef}}$

Por otro lado, para el cálculo de los efectos diferidos se utiliza la rigidez a flexión $EI_{ef,fin}$.

Se recuerda que la flecha total, es la suma de la instantánea más la diferida.

4.4.3. Ceccotti

El estudio a realizar utilizando la teoría de Ceccotti *et al* (1995) es el mismo que el visto para el Eurocódigo 5, con la excepción de la expresión del coeficiente de deslizamiento K_{ser} y de la fuerza característica para la unión madera-hormigón.

Con respecto al K_{ser} , Ceccotti *et al* (1995) utiliza la siguiente expresión:

$$K_{ser} = 0,125 d E_{0,mean} \quad (4.22)$$

Por otro lado, este autor sí plantea una expresión específica para la capacidad resistente de la unión madera - hormigón para conectores colocados de forma perpendicular al plano de la unión:

$$F_{v,R,d} = 1,5 \sqrt{2 M_d f_{h,d} d} \quad (4.23)$$

Por último los resultados numéricos se presentan en el Anexo E (capítulo 17).

4.4.4. Tomassi

Las teorías propuestas en el Eurocódigo 5 y por Ceccotti *et al* (1995) no consideran la posibilidad de variar el ángulo de los conectores. Sin embargo, numerosos estudios afirman que la eficiencia de la unión aumenta significativamente si estos se colocan con un ángulo de 45° (figura 4.2) de forma que estos estén sometidos a tensiones de corte y tracción; logrando así un aumento en la rigidez de la unión, que redunda en una mayor rigidez de la sección compuesta y por lo tanto una sección menor en las viguetas de madera. Se realizan también las verificaciones vistas anteriormente.

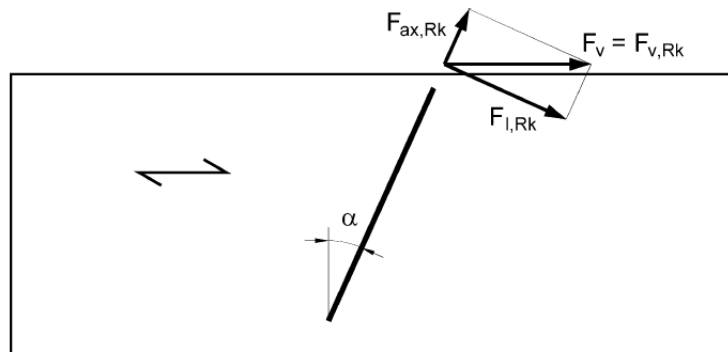


Figura 4.2: Tensiones en sección mixta madera-hormigón (Tomassi, 2010)

En Tomassi *et al* (2015) se plantea una metodología de cálculo para el factor de deslizamiento teniendo en cuenta el ángulo de inclinación de los conectores en uniones madera-madera. Se procede entonces a dimensionar el entrepiso compuesto, asumiendo que dicha teoría se puede extender a nuestro caso de estudio. Luego se analizará en el capítulo 4.4.5 cuál de las tres propuestas resulta más eficiente y de esta forma dejar en evidencia el beneficio en términos económicos de utilizar conectores inclinados a 45°.

El factor de deslizamiento se calcula de la siguiente forma:

$$K_{ser} = K_{\perp} \cos^2(\alpha) + K_{\parallel} \sin^2(\alpha) \quad (4.24)$$

Donde:

- $K_{\parallel} = \frac{1}{1/K_{ser,ax}}$
- $K_{\perp} = \frac{2\rho_m^{1,5}d}{25}$
- $K_{ser,ax} = 30s_gd$
- s_g : es la distancia de empotramiento del conector en la madera, en este caso $s_g = 13cm$

Con respecto a la fuerza característica de la unión, se utiliza nuevamente la propuesta por el Eurocódigo 5. Por último, los resultados numéricos se presentan en el Anexo F (capítulo 18).

4.4.5. Comparación de resultados

En los puntos: 4.4.2, 4.4.3 y 4.4.4 se detallaron los cálculos a realizar mediante tres teorías distintas y en este apartado se analiza cuál resulta más eficiente.

La sección hallada aplicando lo propuesto en el Eurocódigo 5 es de 12 cm x 32 cm, aplicando la teoría de Ceccotti es de 12 cm x 29 cm y la de Tomassi es de 11 cm x 29 cm.

Lo primero a estudiar es el total de metros cúbicos de MLE GL24h necesarios de acuerdo a cada una de las teorías, esto se detalla en la siguiente figura:

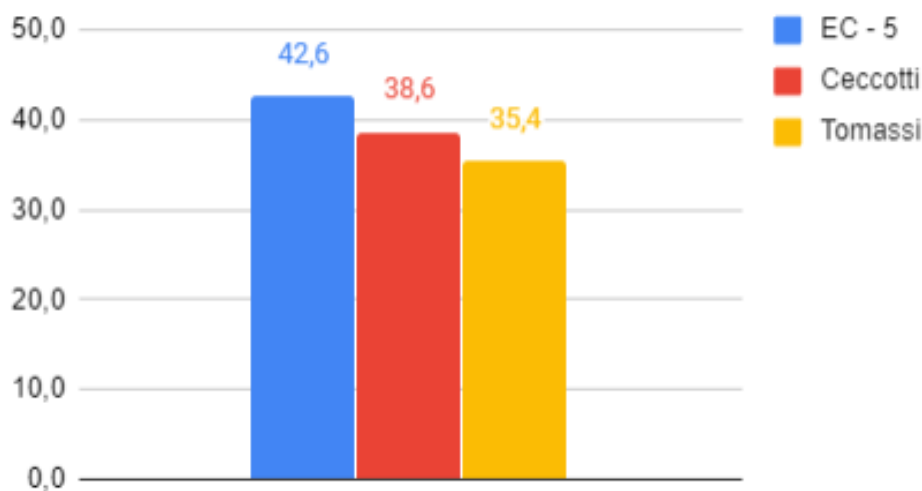


Figura 4.3: Volumen MLE GL24h [m^3] en cada teoría analizada

El siguiente paso, es analizar el costo de las viguetas según cada una de las teorías. El costo unitario promedio de la MLE clase resistente GL24h es de USD 2.242,00 (capítulo 11.4) por lo tanto el costo total para el rubro viguetas para cada una de las teorías se presenta en la siguiente figura:

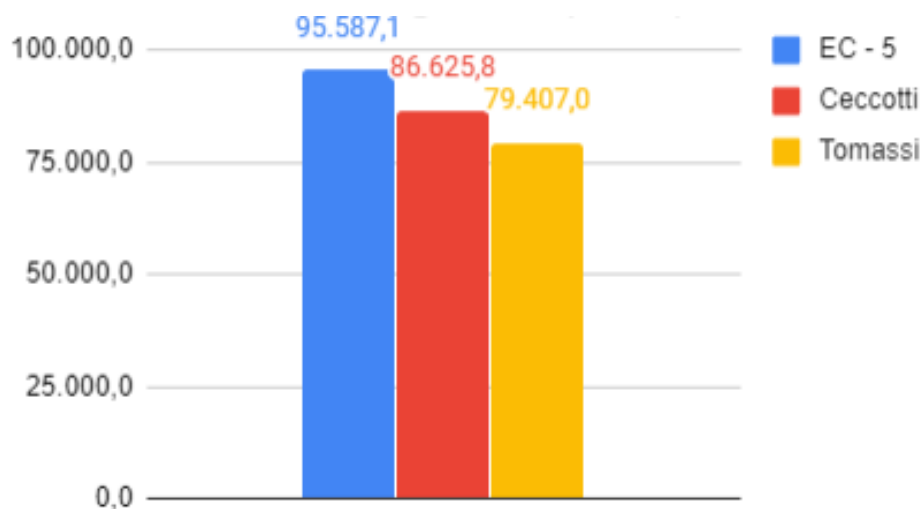


Figura 4.4: Costo del total [USD] de viguetas de MLE GL24h de acuerdo a cada teoría analizada.

Se concluye que el resultado derivado de aplicar el Eurocódigo 5 es el más alto tanto en volumen como en costos, por otro lado, al colocar los conectores de forma inclinada, estamos ahorrando $7,2 m^3$ de MLE GL24h (ver figura 4.3) lo que se traduce en un ahorro real de USD 16.180,1 (ver figura 4.4).

Más allá de lo señalado, se decide utilizar como cuerpo normativo para el cálculo de la unión lo propuesto en el Eurocódigo 5, tomando en cuenta que de esta forma se está del lado de la seguridad.

4.5. Vibraciones

4.5.1. Método del Technical Steel Research

Las vibraciones causadas por acciones dinámicas, por ejemplo personas realizando ejercicio, maquinaria trabajando o cualquier otra acción repetitiva, pueden causar problemas en el confort de los usuarios y lo que resulta más grave, ocasionar una falla estructural a consecuencia de la resonancia. Es necesario entonces, realizar un análisis que permita verificar que las acciones a las que está sometida la estructura en servicio no provocarán vibraciones cuya frecuencia se encuentre dentro de rangos de frecuencia natural riesgosos.

El procedimiento seguido, es el que se describe en *Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public buildings and gymnastic halls*² propuesto por el instituto europeo *Technical Steel Research*.

Primero es necesario determinar cuál es el coeficiente de amortiguación de la estructura D , tal que $D = D_1 + D_2 + D_3$. Los coeficientes D_i se obtienen utilizando las tablas 4.5, 4.6 y 4.7, de acuerdo a las diferentes características de la estructura.

Madera	6
Hormigón	2
Acero	1
Compuesto Acero - Hormigón	1

Tabla 4.5: Damping Estructural D_1 .

Oficinas tradicionales para 1 a 3 personas, con paredes de separación	2
Oficinas sin papel	0
Oficinas abiertas	1
Bibliotecas	1
Casas	1
Escuelas	0
Gimnasios	0

Tabla 4.6: Damping debido a los muebles D_2 .

Techo debajo del piso	1
Piso flotante	0
Piscina	1

Tabla 4.7: Damping debido a terminaciones D_3

Por lo que, en este caso en particular los coeficientes son los siguientes: $D_1 = 2$ y $D_2 = D_3 = 0$.

²Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls. Technical steel research (2006)

Como medida para evaluar vibraciones molestas en la losa se adopta el llamado valor RMS de un paso (OS-RMS), correspondiendo dicho valor a la vibración armónica causada por un paso relevante. En el mencionado estudio se clasifican (Figura 4.5) los valores de OS-RMS en seis clases diferentes de acuerdo al nivel de aceptabilidad y a la función de la estructura.

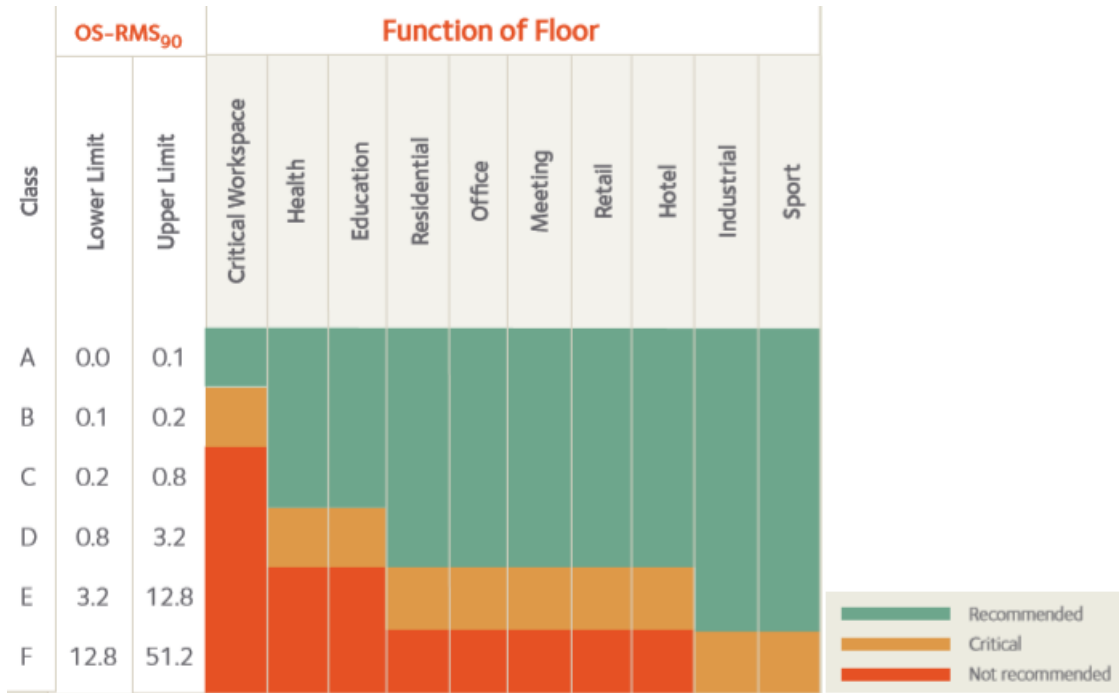


Figura 4.5: $OS - RMS_{90}$ (Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls, 2006).

El siguiente paso es escoger de acuerdo al coeficiente de amortiguamiento (D) el diagrama de masa modal correspondiente (Figura 4.6). Para esto es necesario conocer la masa modal (eje x) y la frecuencia del piso (eje y), obteniendo como resultado la clase de aceptación.

4.5.2. Aproximación de la frecuencia natural por el peso propio

El enfoque del peso propio resulta una aproximación muy práctica en casos donde la deflexión máxima debido a la masa m ya está determinada. Este método tiene su origen en la ecuación general de frecuencia:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (4.25)$$

Donde:

- K : la rigidez puede ser aproximada por la suposición, $K = \frac{Mg}{(3/4)\delta}$

- M : es el total de la masa del sistema vibrante
- g : es la aceleración gravitatoria

La frecuencia natural aproximada es:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4g}{3\delta_{max}}} = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max}}} \quad (4.26)$$

Donde:

- δ_{max} : es la deflexión máxima

La aproximación de la forma del primer modo para una losa que se considera simplemente apoyada entre vigas es:

$$f(x, y) = \frac{\delta_x}{\delta} \text{sen}\left(\frac{\pi x}{I_x}\right) + \frac{\delta_y}{\delta} \text{sen}\left(\frac{\pi y}{I_y}\right) \quad (4.27)$$

$$|f(x, y)|_{max} = 1, 0 \quad (4.28)$$

Donde:

- δ_x : deflexión en la viga
- δ_y : deflexión en la losa, asumiendo que la deflexión en la viga es cero
- $\delta = \delta_x + \delta_y$

Finalmente, la masa modal se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$M_{mod} = \mu \int_F f(x, y)^2 dF \quad (4.29)$$

$$M_{mod} = \frac{M}{I_x I_y} \int_0^{I_x} \int_0^{I_y} \left[\frac{\delta_x}{\delta} \text{sen}\left(\frac{\pi x}{I_x}\right) + \frac{\delta_y}{\delta} \text{sen}\left(\frac{\pi y}{I_y}\right) \right]^2 dx dy \quad (4.30)$$

$$M_{mod} = M \left[\frac{\delta_x^2 \delta_y^2}{2\delta^2} + \frac{8\delta_x \delta_y}{\pi^2 \delta^2} \right] \quad (4.31)$$

Donde:

- μ : es la distribución de masa, $\mu = \frac{M}{I_x I_y}$

En función de los parámetros obtenidos se determina la clase de aceptabilidad para la estructura:

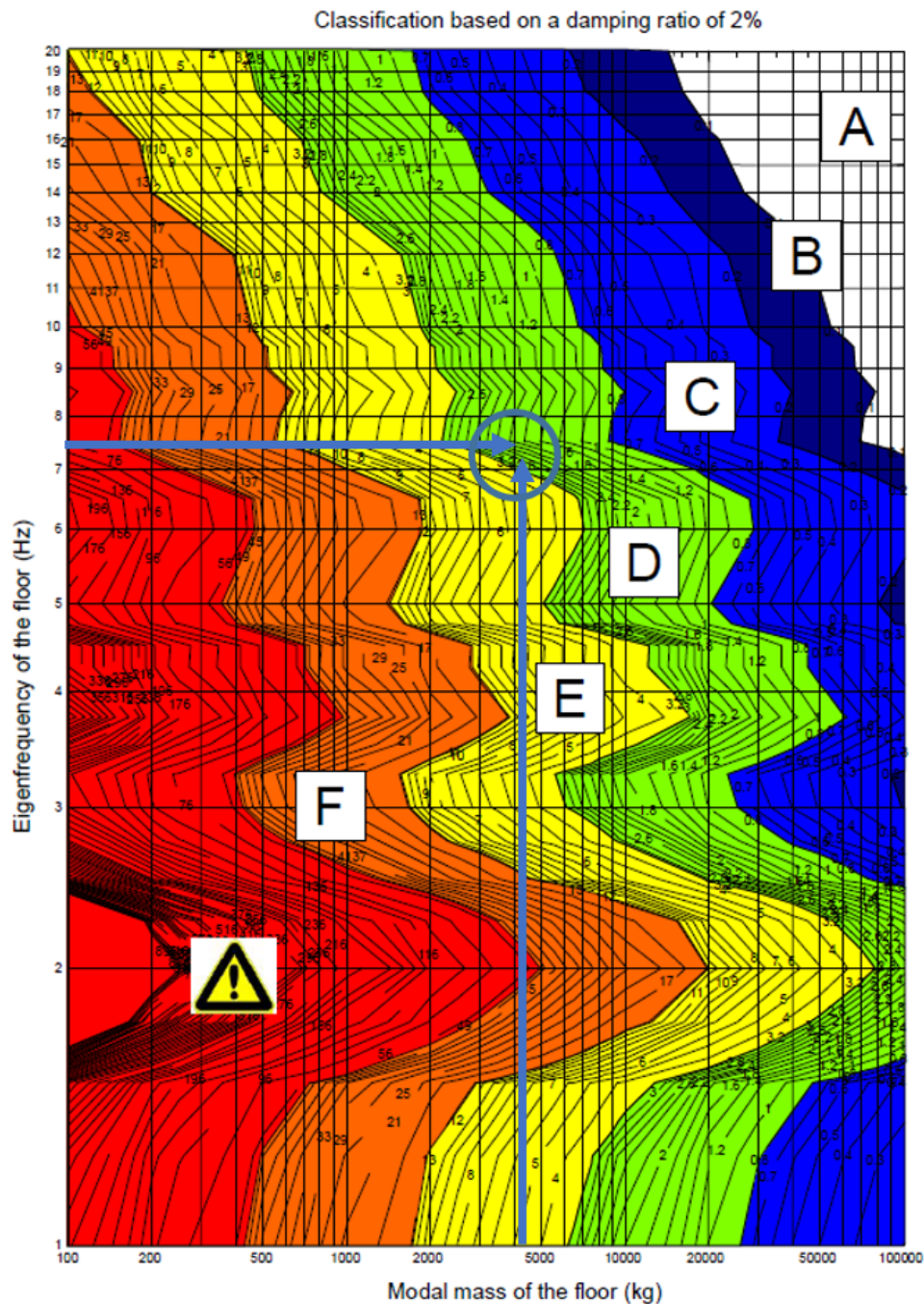


Figura 4.6: Resultado: diagrama masa modal (eje horizontal)-frecuencia del piso (eje vertical), (Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls, 2006)

Observándose claramente que la estructura estudiada se encuentra dentro de rangos aceptables.

5. Vigas

Las vigas se dimensionan teniendo en cuenta la geometría necesaria, ya que se considera que las descargas de las viguetas se transfieren directamente a los montantes. Por lo que solo se realizarán las verificaciones correspondientes a la capacidad resistente de la unión que se muestran en el apartado 9.1.2.

6. Montantes

Los montantes son los encargados de transmitir las cargas desde las vigas hacia el arco. Los mismos tienen una sección de 18 cm x 24 cm, se encuentran separados entre sí 60 cm y su altura varía desde los 47 cm hasta los 466 cm. Para realizar las verificaciones de resistencia a compresión y estabilidad se toma la directa del montante más cargado y la mayor altura de estos. Se considera que se encuentran biarticulados en sus extremos. Son también de MLE con una clase resistente GL24h, cuyas propiedades ya se presentaron en la tabla 4.4.

A continuación se presentan las verificaciones a realizar, mientras que los resultados se encuentran en el Anexo G (capítulo 19). Es importante destacar que la sección de los montantes es elegida por temas constructivos y no por el dimensionado.

6.1. Estado límite último: Compresión

La tensión de cálculo está dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_{c,o,d} = \frac{N_d}{A} \quad (6.1)$$

Mientras que la resistencia de cálculo se halla de la siguiente manera:

$$f_{c,o,d} = k_{mod} \frac{f_{c,o,k}}{\gamma_m} k_{sys} \quad (6.2)$$

Donde:

- N_d : Directa de diseño
- A : Área de la sección $b.h$

6.2. Estado límite último: Inestabilidad - Pandeo

Los montantes son columnas trabajando a compresión, para realizar la verificación de inestabilidad se debe cumplir con lo siguiente:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{c,y} f_{c,o,d}} \leq 1 \quad (6.3)$$

Donde:

- $k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$
- $k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2)$

-
- $\beta_c = 0, 1$ para MLE

La esbeltez se halla de acuerdo a la ecuación:

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.4)$$

Donde:

- λ_{rel} y λ : son esbelteces mecánicas correspondientes a flexión
- $E_{0,05}$: es el valor del quinto percentil del módulo de elasticidad paralelo a la fibra

Para calcular la esbeltez mecánica, se utiliza una luz de pandeo efectiva igual a la del montante más largo, obteniéndose entonces:

$$\lambda = 135 \quad y \quad \lambda_{rel} = 2,29 \quad (6.5)$$

7. Arcos

Los arcos se diseñan triarticulados, también de MLE con una clase resistente GL24h (4.4) y la sección tiene una altura de 105 *cm* mientras que el ancho es de 23 *cm*.

A continuación se presenta el modelo computacional utilizado para obtener las sollicitaciones y las verificaciones realizadas, mientras que los resultados se especifican en el Anexo H (capítulo 20).

7.1. Modelo Computacional

Para modelar el arco se utiliza el software comercial SAP2000. Se representa la estructura del arco, los montantes y la viga como se muestra en la figura 7.1. Al igual que ocurre en el arco real, se modela como simplemente apoyado y se coloca una articulación en el ápice del arco. Para modelar la viga, los montantes y el arco, se utilizan elementos de viga. En particular para definir el arco, se utiliza un elemento circular con la sección rectangular, vista anteriormente.

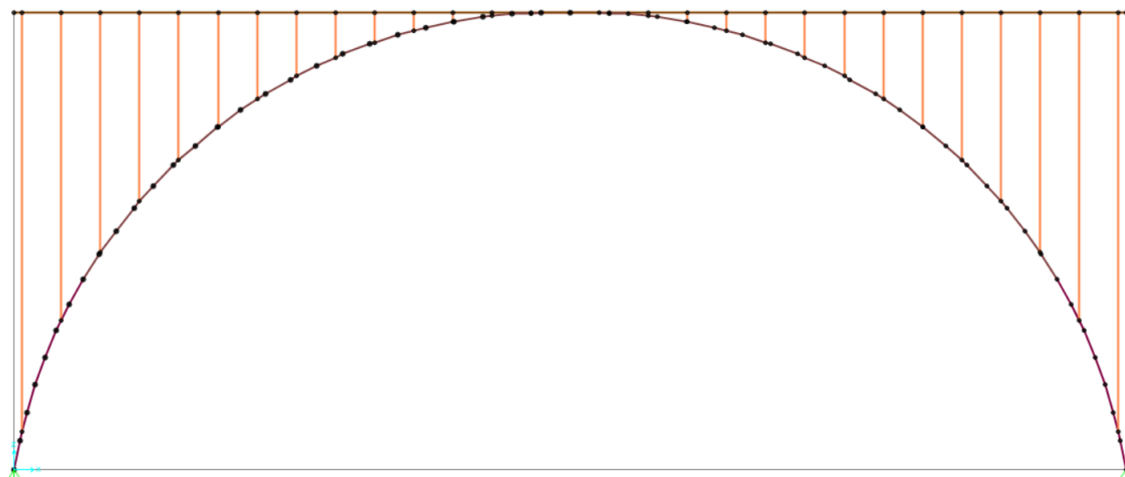


Figura 7.1: Modelo en SAP2000.

Aplicando las combinaciones de carga definidas en 2 se obtienen las sollicitaciones para realizar las verificaciones que se detallan en los siguientes puntos.

Los diagramas de sollicitaciones obtenidos para la combinación más restrictiva (CP + S) se muestran en las siguientes imágenes:

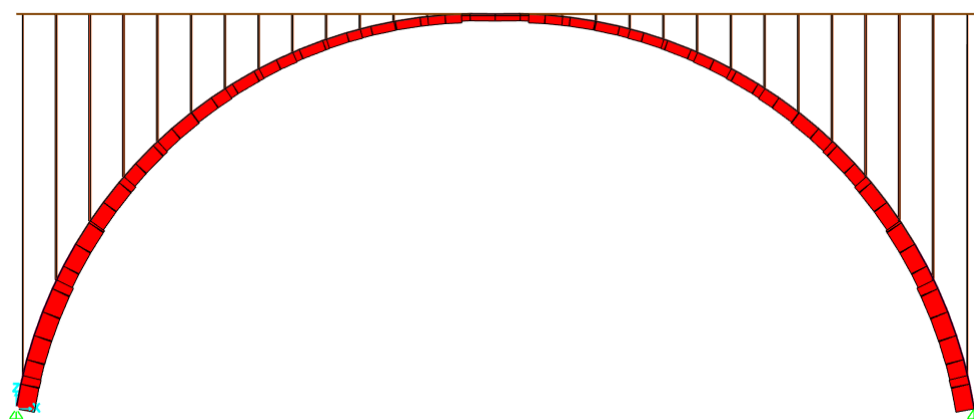


Figura 7.2: Diagrama Directa Arco, directa máxima de compresión 660,00 kN

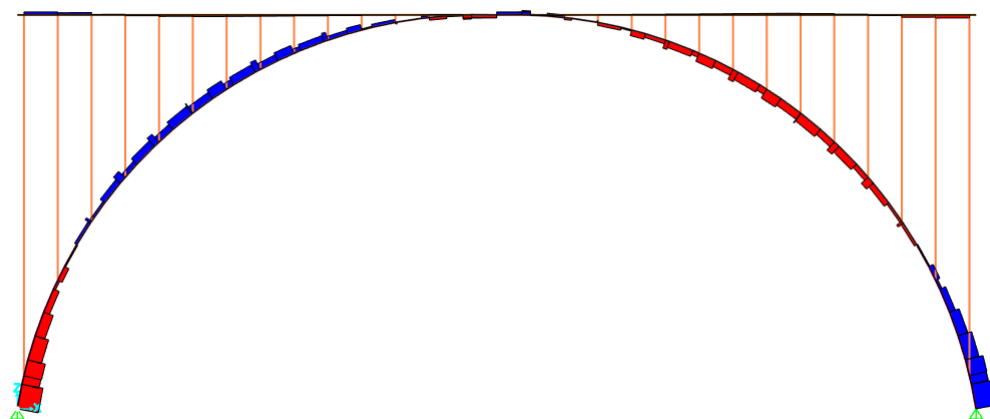


Figura 7.3: Diagrama Cortante Arco, cortante máximo 190,53 kN

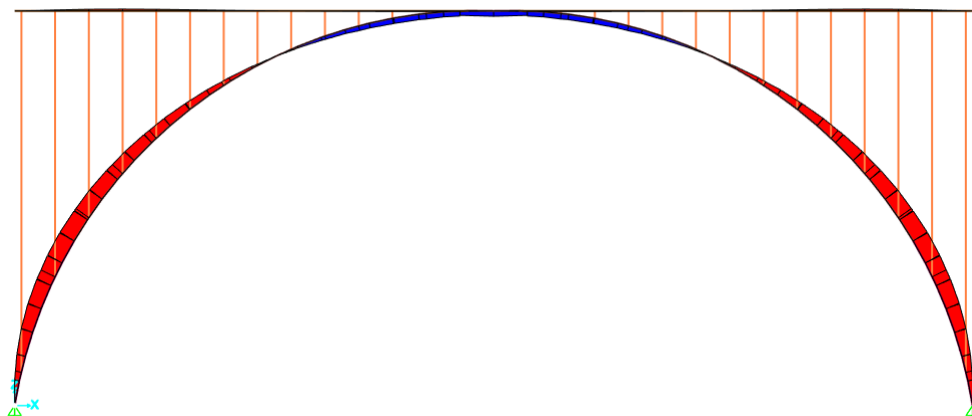


Figura 7.4: Diagrama Momento Flector Arco, momento máximo de compresión 295,54 kN

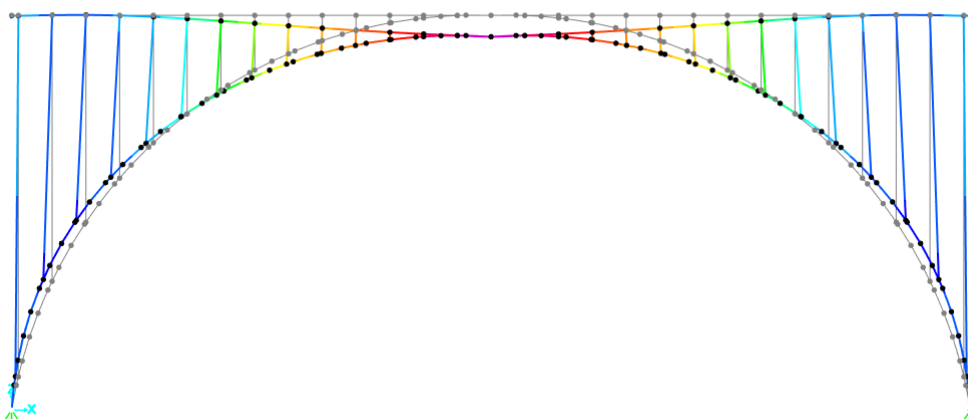


Figura 7.5: Deformada Arco, desplazamiento vertical máximo 6,3 mm

7.2. Estado límite último: Compresión

Para esta verificación se toman los criterios expuestos en el capítulo 6.1

7.3. Estado límite último: Flexión simple

Para esta verificación se toman los criterios referenciados en el capítulo 4.2.1

7.4. Estado límite último: Cortante

Para esta verificación se toman los criterios ya expuestos en el capítulo 4.2.2

7.5. Comprobaciones singulares: Curvado de láminas

La tensión de cálculo se halla según la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{Et}{2r} \quad (7.1)$$

Donde:

- t : es el espesor de la lámina
- r : es el radio de curvatura de la lámina

Se opta por un grosor de lámina de 33 mm , dado que la norma EN 14080, para MLE y una clase de servicio 1, recomienda el siguiente rango:

$$6\text{mm} \leq t \leq 45\text{mm} \quad (7.2)$$

Por otro lado se definen los siguientes radios:

- $r_m = 7,82\text{m}$: es el radio medio
- $r_i = r_m - \frac{h}{2} = 7,29\text{m}$: es el radio interior
- $r_e = r_m + \frac{h}{2} = 8,34\text{m}$: es el radio exterior

La verificación de la máxima tensión de curvado, se realiza para el radio interior, debido a que es el caso más desfavorable, siendo la resistencia de cálculo $f_{m,k} = 24\text{ GPa}$

7.6. Comprobaciones singulares: Zona de Vértice

■ Flexión

La tensión de flexión en el vértice debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad ; \quad \sigma_{m,d} = \frac{k_l 6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (7.3)$$

Donde:

- $k_r = 0,76 + 0,01\left(\frac{r_i}{t}\right)$. Tiene en cuenta la reducción debido a la flexión de las láminas durante su fabricación
- $k_l = k_1 + k_2\left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3\left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4\left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3$. Coeficiente que depende de la geometría de la pieza

- $k_1 = 1,0 + 1,4tg\alpha_{ap} + 5,4tg^2\alpha_{ap}$
- $k_2 = 0,35 - 8tg\alpha_{ap}$
- $k_3 = 0,6 + 8,3tg\alpha_{ap} - 7,8tg^2\alpha_{ap}$
- $k_4 = 6,0tg^2\alpha_{ap}$

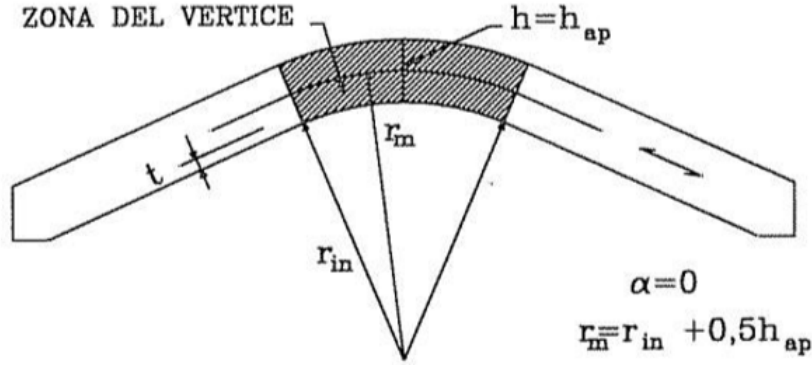


Figura 7.6: Zona de Vértice (Argüelles, 1996)

■ Tracción perpendicular a la fibra

Con respecto a la tracción perpendicular a la fibra, se debe verificar lo siguiente:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis}k_{vol}f_{t,90,d} \quad ; \quad \sigma_{t,90,d} = \frac{k_p M_{ap,d}}{W_y} \quad (7.4)$$

Donde:

- k_{dis} : factor que tiene en cuenta la distribución de tensiones perpendiculares en la zona de vértice. Toma el valor de 1,4 para vigas curvas.
- $k_{vol} = (\frac{V}{V_0})^2$ Se considera $V = 2V_t/3$, siendo V_t el volumen total de la mitad del arco.
- $k_P = k_5 + k_6(\frac{h_{ap}}{r}) + k_7(\frac{h_{ap}}{r})^2$
- $k_5 = 0,2tg\alpha_{ap}$
- $k_6 = 0,25 - 1,5tg\alpha_{ap} + 2,6tg^2\alpha_{ap}$
- $k_7 = 2,1tg\alpha_{ap} - 4tg^2\alpha_{ap}$

7.7. Estado límite último: Inestabilidad-Pandeo

Para las combinaciones de carga consideradas, los arcos trabajan en una combinación de compresión y flexión, por lo tanto, con respecto a la inestabilidad, pueden ser asimilados a columnas trabajando a compresión o a la combinación de compresión y flexión. Para realizar dichas verificaciones se deberá cumplir con las siguientes expresiones:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{c,y}f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m\left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}\right) \leq 1 \quad (7.5)$$

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{c,y}f_{c,o,d}} + k_m\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}}\right) + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (7.6)$$

Donde:

- $k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$
- $k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$
- $k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$
- $k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$
- $\beta_c = 0,1$ para MLE

Las esbelteces se hallan mediante las siguientes expresiones:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} \quad (7.7)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,o,k}}{E_{0,05}}} \quad (7.8)$$

Donde:

- $\lambda_{rel,y}$ y λ_y : son esbelteces mecánicas correspondientes a la flexión respecto al eje y
- $\lambda_{rel,z}$ y λ_z : son esbelteces mecánicas correspondientes a la flexión respecto al eje z
- $E_{0,05}$: es el valor del quinto percentil del módulo de elasticidad paralelo a la fibra

Para calcular la esbeltez mecánica se utiliza una luz de pandeo efectiva según los siguientes criterios:

- En el plano del arco se considera luz efectiva de pandeo $l_k = \beta s$, tomada del Documento Básico SE-M, donde s queda definido según figura 7.7 y $\beta = 1,25$, para una relación h/l mayor a 0,15, pero menor a 0,50, .
- En el plano perpendicular al arco se considera luz efectiva de pandeo la mitad de la longitud del arco.

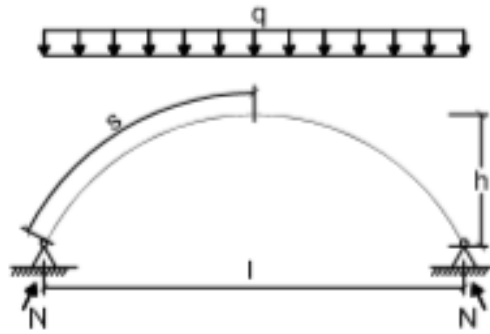


Figura 7.7: Forma modal asimétrica de pandeo (Documento Básico SE-M, 2009)

7.8. Análisis de segundo orden: Imperfecciones

Cuando los esfuerzos generados como consecuencia del desplazamiento de la estructura no sean despreciables, debe realizarse un análisis de segundo orden. Los esfuerzos deben determinarse considerando, además, las posibles imperfecciones geométricas y estructurales, es decir, las desviaciones entre los ejes geométricos y el centro elástico de la sección transversal, debidas, por ejemplo, a la falta de homogeneidad del material, y las combaduras previas de las piezas.

La nueva geometría, se estima de acuerdo a la siguiente ilustración:

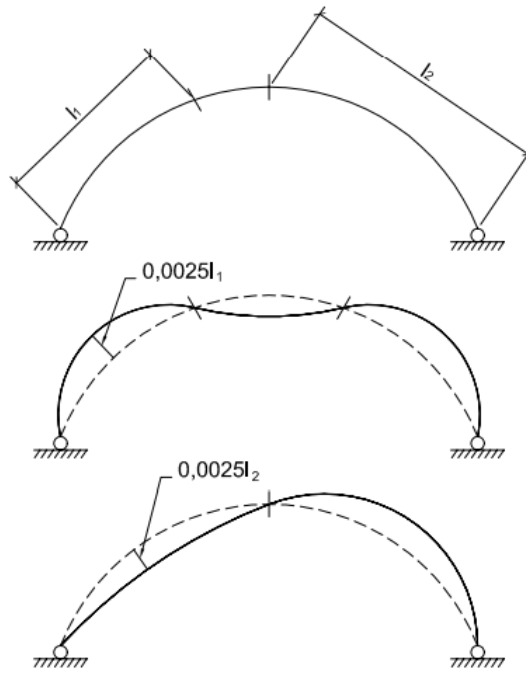


Figura 7.8: Deformaciones iniciales análisis de segundo orden (Documento Básico SE-M, 2009)

Siendo: l_1 y l_2 longitud de la cuerda, desde el punto de apoyo al punto de intersección de la directriz del arco con su deformada en el análisis de primer orden, para carga simétrica y no simétrica, respectivamente.

Resultando:

$$l_1 = 6,06m \Rightarrow 0,0025l_1 = 1,5cm \quad (7.9)$$

$$l_2 = 10,76m \Rightarrow 0,0025l_2 = 2,7cm \quad (7.10)$$

Con las nuevas geometrías del arco detalladas en la figura 7.8, se realizan modelos en el software SAP2000 y se vuelven a realizar las verificaciones detalladas para el análisis de primer orden del arco.

Los diagramas obtenidos para la deformación inicial simétrica son similares a los presentados en el capítulo 7.1, a continuación se muestran los diagramas para la carga inicial asimétrica para la combinación más restrictiva (CP+S):

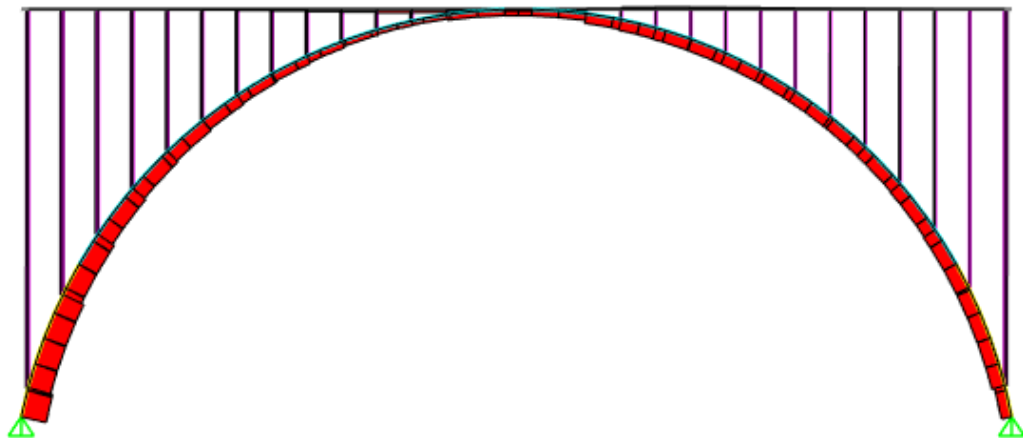


Figura 7.9: Diagrama Directa Arco, directa máxima de compresión 549,01 kN

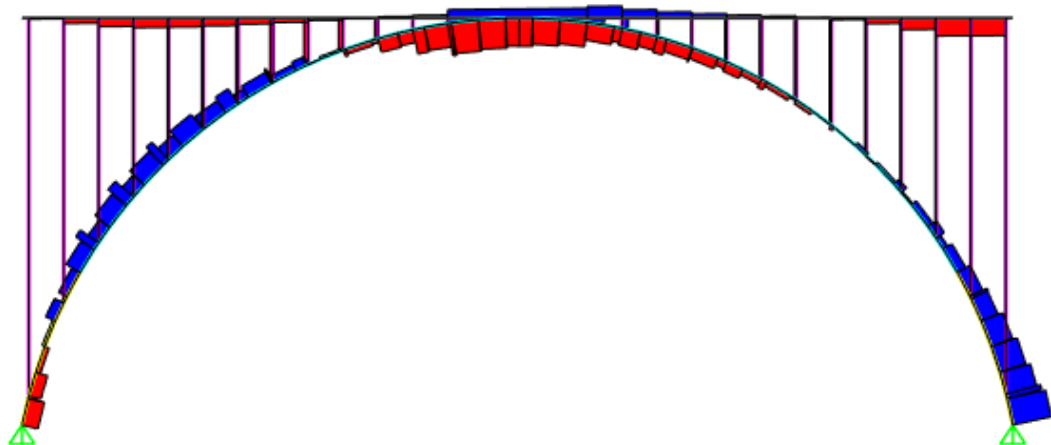


Figura 7.10: Diagrama Cortante Arco, cortante máximo 135,42 kN

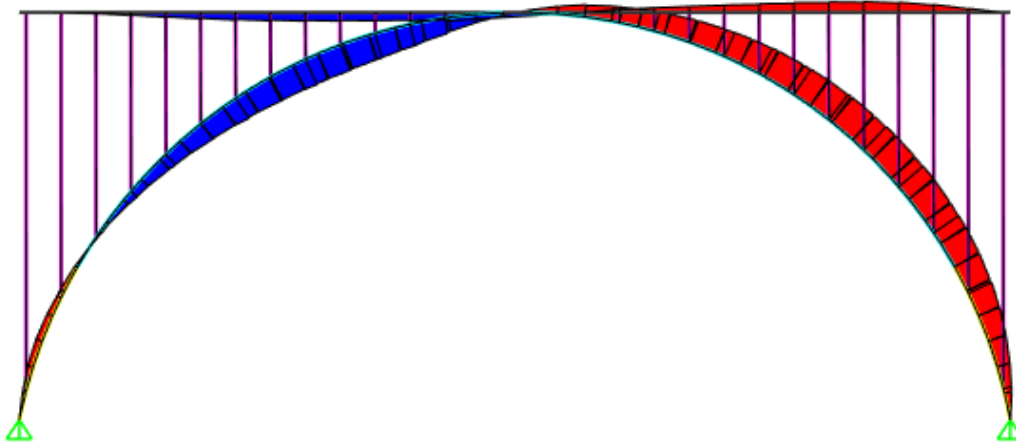


Figura 7.11: Diagrama Momento Flector Arco, momento máximo 280,03 kN

7.9. Estados límites de servicio

Para el cálculo de la deformación instantánea, se utilizó el modelo presentado en 7.1.

La deformación diferida se calcula a partir de la deformación instantánea incrementada por un coeficiente k_{def} denominado factor de deformación, este depende de la clase de servicio y del material.

$$w_{diferida} = w_{inst} \Psi_2 k_{def} \quad (7.11)$$

Donde:

- $\Psi_2 = 1$ para cargas permanentes
- $k_{def} = 0,6$ para MLE y clase de servicio 1

En resumen, para hallar la deformación final se utiliza la siguiente ecuación:

$$w_{final} = w_{inst} + w_{diferida} = w_{inst}(1 + \Psi_2 k_{def}) \quad (7.12)$$

8. Pilares Existentes

Como se muestra en la figura 1.2, existen en planta pilares metálicos sobre los que se apoya la estructura diseñada. Estos pilares se presume por su fecha de fabricación, que son de acero al carbono, y su sección se detalla en la figura 8.1.

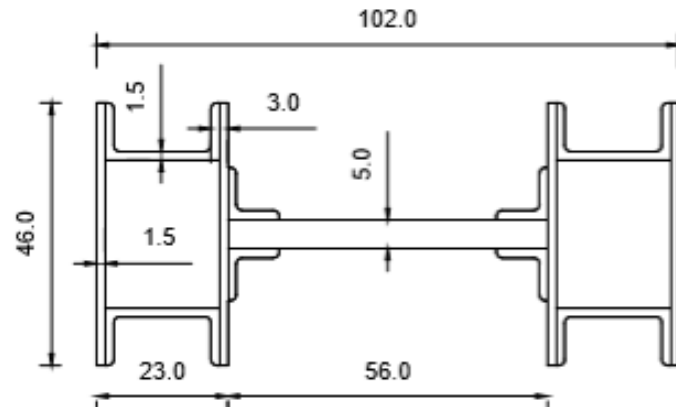


Figura 8.1: Sección pilar [cm]

A los efectos de esta memoria se estudia que los desplazamientos de los pilares existentes sean admisibles, no obstante, en caso que la estructura presentada se ejecute se debe verificar que los esfuerzos de dichos pilares no superen los admisibles.

Para verificar que no sufran desplazamientos excesivos al recibir la descarga del arco, se realiza un nuevo modelo en el software SAP2000, considerando en esta oportunidad a los pilares en el esquema de apoyos del arco (figura 8.2), donde la base de estos es considerada cómo articulada, debido a que no tenemos conocimiento de como está constituido ese apoyo.

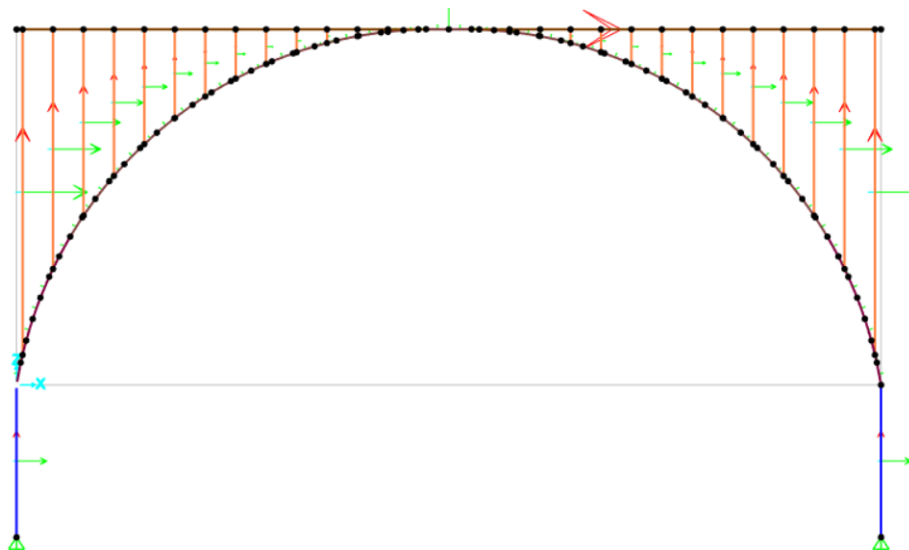


Figura 8.2: Modelado estructura sin tensor

El objetivo de este nuevo modelo es obtener los desplazamientos en el apoyo del arco y verificar que no superan el máximo admisible. Dicho valor límite está dado por $L/300 = 1,55\text{ cm}$, donde $L = 466\text{ cm}$, distancia entre el apoyo del arco y el entrepiso.

El desplazamiento horizontal hallado con el modelo (U1 desplazamiento horizontal) para una combinación de carga que considera el peso propio de la estructura y la totalidad de la sobre carga uniforme, es $2,75\text{ cm}$ como se puede observar en la figura 8.3, siendo este valor no admisible.

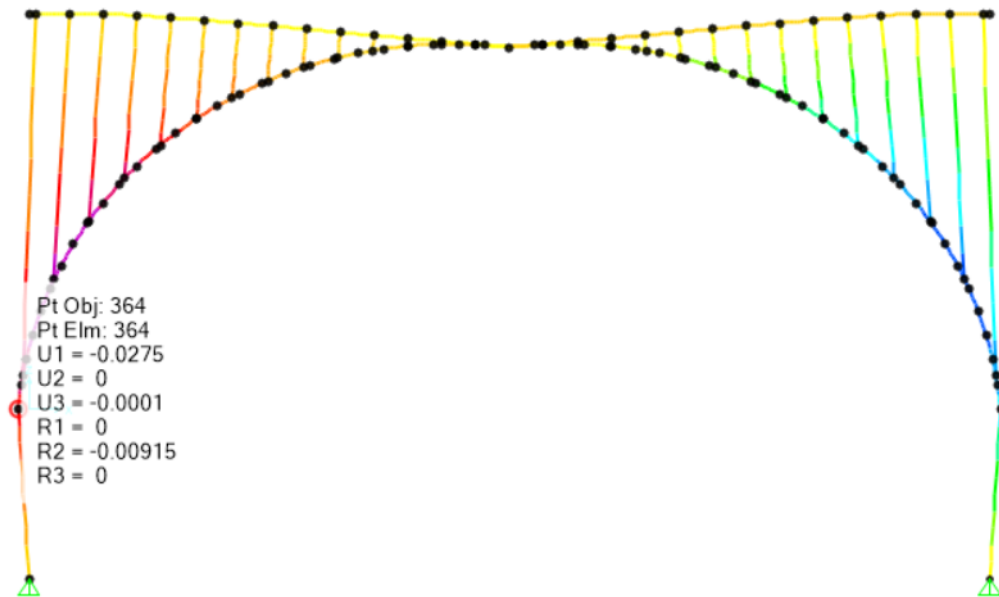


Figura 8.3: Desplazamientos de los apoyos para la combinación SCU+PP (U1 desplazamiento horizontal).

Por esta razón, se decide colocar un tensor que conecte los dos pilares como se muestra de forma simplificada de color turquesa en la figura 8.4 y en los planos correspondientes.

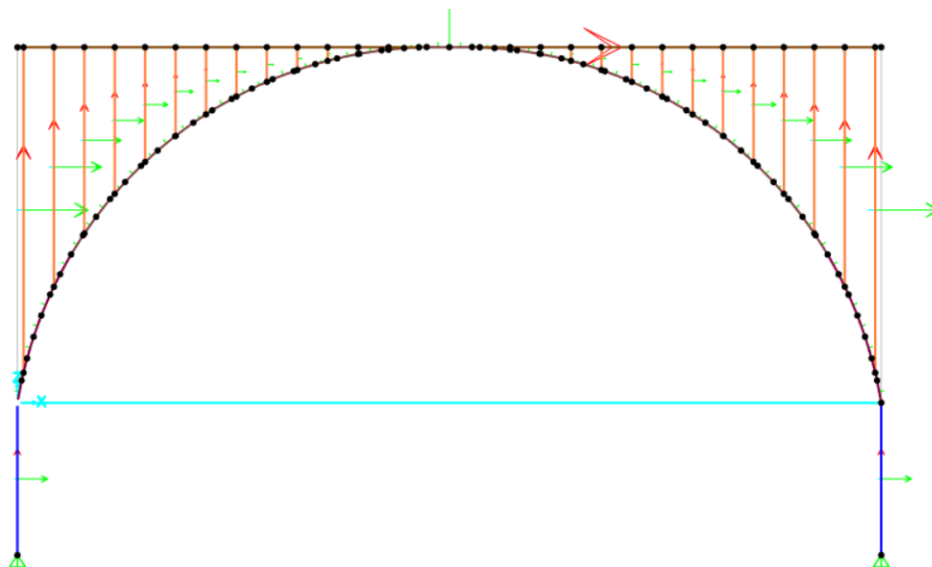


Figura 8.4: Modelado estructura con tensor

A dicho tensor se le aplica una carga de 181 KN tal que, cuando la estructura se encuentra sometida solamente a la acción de su peso propio, los desplazamientos horizontales son practicamente nulos como se observa en la figura 8.5.

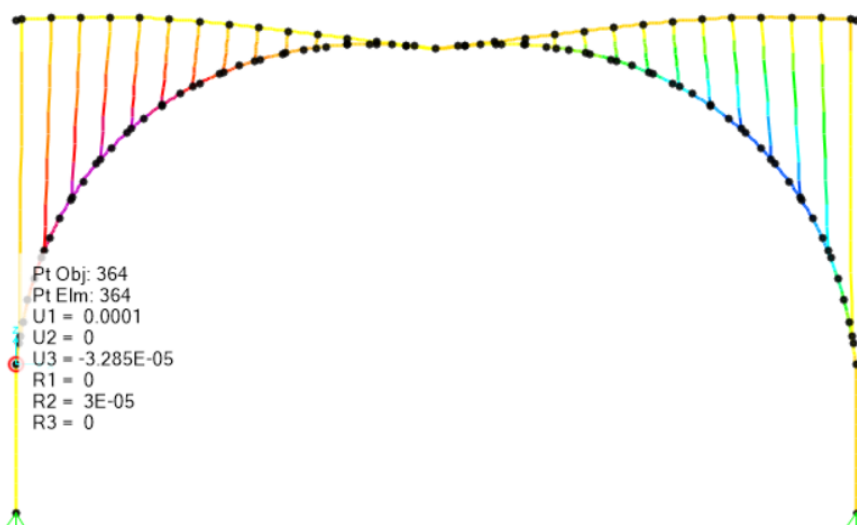


Figura 8.5: Desplazamientos de los apoyos en metros para la combinación PP+Tensor (U1 desplazamiento horizontal).

Cuando la estructura se encuentra sometida a la acción del peso propio mas la totalidad de la sobrecarga, los desplazamientos serán $1,6\text{ cm}$ como se observa en la figura 8.6, estando en el límite de los valores admisibles.

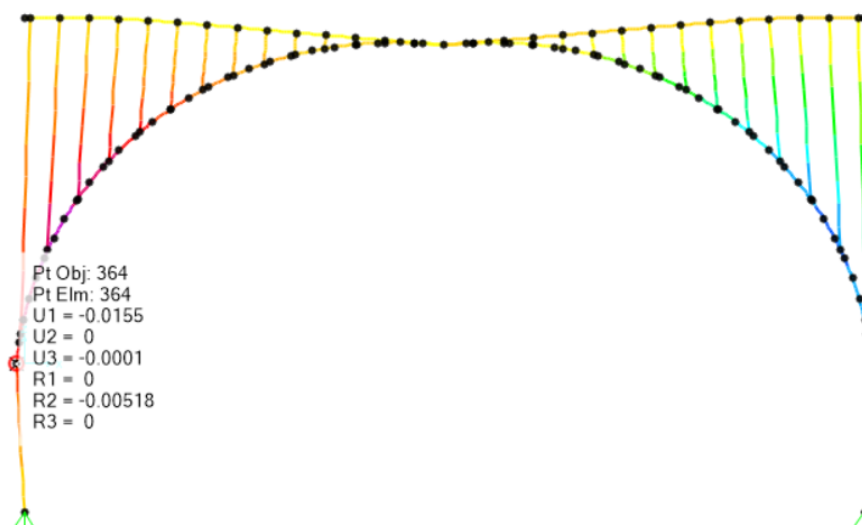


Figura 8.6: Desplazamientos del apoyo en metros (U1 horizontal) considerando combinación de cargas PP+SC+Tensor

9. Uniones

Para las uniones mecánicas en las que intervienen piezas de madera, se utilizan los elementos de fijación que detalla el fabricante Rothoblas en sus catálogos *Placas y Conectores para Madera* y *Tornillos y Conectores para Madera* y se dimensionaran de acuerdo a lo establecido en el Eurocódigo 5. En el caso de uniones en las que solo se utilizan piezas de acero, la normativa utilizada es la AISC 360-16. En todos los casos que sea posible, se utiliza una solución estructural que brinde una resistencia a la acción del fuego R30 (capítulo 10).

9.1. Unión Arco-Pilar

La unión entre el arco y el pilar metálico se realiza mediante una articulación que se muestra en la figura 9.1. En esta confluyen la base del arco formada por una placa de acero A36 de espesor e_1 (ver en planos) a determinar, que se une al arco de forma interna mediante una cantidad de pernos, también a determinar.

La articulación está formada por un perno de diámetro d y acero A36, que se conecta al pilar metálico existente mediante dos placas de acero de espesor e_2 y de iguales características que la placa que conecta con el arco (ver en planos). Dicha se une al pilar mediante una cantidad de pernos de calidad 8.8 (según UNE-EN ISO 898-1) a determinar.

Las fuerzas resultantes sobre la unión en su conjunto, se determinan utilizando el modelo computacional diseñado anteriormente para el estudio de solicitaciones en el arco, considerando un estado de carga que incluya la totalidad de la sobrecarga de uso y el peso propio de la estructura.

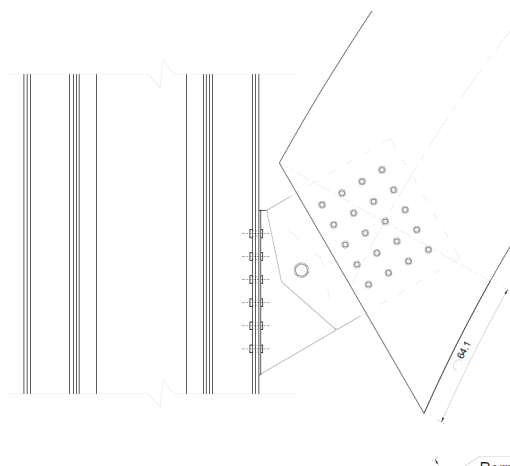


Figura 9.1: Detalle de la unión entre el arco (e_1) y el pilar (e_2)

9.1.1. Unión Acero-Acero

De acuerdo a lo que establece la normativa mencionada para las uniones completamente metálicas, es necesario verificar que no se supere la resistencia a corte del perno,

que no se produzca una falla de la chapa en la unión o fuera de esta y también es necesario verificar que no se produzca aplastamiento en la parte de la placa que está en contacto con el perno.

■ Corte en el perno

Para verificar que el esfuerzo de corte en el perno no es superior a su resistencia es necesario que se cumpla la siguiente inecuación:

$$\tau_{rv} \leq \frac{R_{rv}}{\Omega} \quad ; \quad \Omega = 2 \quad (9.1)$$

$$R_{nv} = 0,6F_u A_{nv} \quad (9.2)$$

Donde:

- τ_{rv} : es la fuerza de corte requerida
- R_{nv} : es la resistencia nominal de cortante
- F_u : resistencia última a tracción
- A_{nv} : área neta de la pieza sometida a cortante

Se pueden ver los valores obtenidos para estos parámetros en la tabla 9.1.

$\tau_{r,v} (kg)$	$F_u (kg/m^2)$	$d (inch)$	$A_{n,v} (cm^2)$	$R_{n,v} (kg)$	%
33.000	4000	2,5	31,7	76.006	0,91

Tabla 9.1

■ Aplastamiento

Como se dijo anteriormente, es necesario verificar que no se produzca aplastamiento en la parte de la placa de acero que está en contacto con el perno. Si esto se verifica para el espesor de placa e_1 , siempre que el espesor e_2 sea igual o mayor a la mitad de e_1 no será necesario verificar esta condición en las placas que unen el perno con el pilar metálico, dado que la dependencia de la resistencia nominal al aplastamiento es lineal respecto al espesor de la placa.

$$\tau_{ra} \leq \frac{R_{na}}{\Omega} \quad ; \quad \Omega = 2 \quad (9.3)$$

$$R_{na} = 2,4de_1F_u \quad (9.4)$$

Donde:

- τ_{ra} : fuerza requerida de aplastamiento.
- R_{na} : resistencia nominal de la sección
- d : diámetro del elemento de fijación

- e_1 : espesor de la placa

Se pueden ver los valores obtenidos para estos parámetros en la tabla 9.2.

$\tau_{r,a} (kg)$	$e_1 (cm)$	$d (inch)$	$F_u (kg/m^2)$	$R_{n,a} (kg)$	%
66.000	2,3	2,5	4.570	140.208	0,99

Tabla 9.2

■ Falla en la unión

Se debe verificar que en las placas que forman parte de una unión no se produzca una falla en la sección de esta que pasa por el centro de la unión, cumpliendo con la siguiente inecuación:

$$\tau_r \leq \frac{A_e F_u}{\Omega} \quad ; \quad \Omega = 2 \quad (9.5)$$

$$A_e = e_1 L - d - 0,3 \quad (9.6)$$

Donde:

- τ_r : fuerza requerida en la sección de la unión
- e_1 : espesor de la placa de acero en cm
- L : es el ancho de la placa en la zona de la unión en cm
- d : es el diámetro del bulón utilizado en cm

Dado que el perno tiene dos placas de acero del lado que va hacia el pilar y una placa que lo conecta con el arco, se verifica la falla en la sección de la unión de la placa que va hacia el arco y se determina si el espesor hallado para esta es el adecuado. Más adelante, se realizan las verificaciones correspondientes a la unión de las dos placas que conectan el perno de la articulación con el pilar metálico, bajo el supuesto de que, si la suma de los espesores de ambas placas es mayor a e_1 , no es necesario verificar la falla en la sección de la unión. Se pueden ver los valores obtenidos en la tabla 9.3.

$\tau_r (kg)$	$e_1 (cm)$	$L (cm)$	$d (cm)$	$R_{n,a} (kg)$	%
66.000	2,3	30	6,25	249.400	0,56

Tabla 9.3

■ Falla fuera de la unión

A medida que la sección estudiada se aleja de la sección de la unión, las tensiones se vuelven uniformes en el ancho de la placa y la falla se produce por fluencia. Para que esto no se produzca es necesario verificar la siguiente inecuación:

$$\tau_r \leq \frac{A_g F_y}{\Omega} \quad ; \quad \Omega = 5/3 \quad (9.7)$$

Donde:

- A_g : Área bruta de la sección
- F_y : Tensión de fluencia del acero

Se pueden ver los valores obtenidos para estos parámetros en la tabla 9.4.

τ_r (kg)	e_1 (cm)	L (cm)	F_y (kg/cm ²)	%
66.000	2,3	30	2.500	0,67

Tabla 9.4

■ Unión al pilar metálico

El perno de la articulación se une al pilar metálico mediante dos placas de acero A36 cada una de espesor e_2 . Como se mencionó anteriormente, estas placas están unidas al pilar metálico mediante pernos de calidad 8.8 con un diámetro a determinar.

Es necesario verificar la resistencia a corte de los pernos utilizados y que no se produzca aplastamiento en las placas de acero en la zona de contacto con estos pernos. En un principio se eligen tornillos de 1" de diámetro, que se ajusta adecuadamente a las dimensiones del ala del pilar. Para este diámetro se determina la cantidad de tornillos necesaria y se verifica el aplastamiento en el ala del pilar y en la placa de acero que va al perno de la articulación. Se pueden ver los valores obtenidos en la tabla 9.5.

N° de pernos	$\tau_{r,v}$ (kg)	d (inch)	$R_{n,v}$ (kg)	%
6	11.000	1	24.322	0,95

Tabla 9.5

Definido el diámetro de los pernos, se verifica que no se produzca aplastamiento del ala del pilar en la zona de contacto con los pernos. Se considera que el pilar está conformado por un acero A36 y tiene en el ala un espesor de 12 mm. Se pueden ver los valores obtenidos en la tabla 9.6.

$\tau_{r,a}$ (kg)	t (cm)	d (inch)	F_u (kg/m ²)	$R_{n,a}$ (kg)	%
11.000	1,2	1	4.080	29.846	0,77

Tabla 9.6

Donde:

- t : espesor del ala del pilar

Se puede observar que para los espesores de placas considerados no ocurre una falla por aplastamiento, por lo que se puede buscar reducir espesores en las placas que lo permitan. En las dos estudiadas anteriormente (ala del pilar y placa que une el perno con el arco) no es posible, pero sí es posible hacerlo en el caso de las dos placas que unen el perno de la articulación al pilar central. Como se vio para el perno de la articulación y la placa que lo une al arco, con un espesor total de 2,3 *cm* la falla por aplastamiento no resulta un problema. Por lo que si definimos el espesor de cada una de estas placas e_2 en 1,5 *cm*, estas no presentan problema de falla por aplastamiento en la unión con el perno y se verifica a continuación para la zona de la placa que está en contacto con los tornillos que las unen al pilar metálico. Se pueden ver los valores obtenidos para en la tabla 9.7.

$\tau_{r,a} (kg)$	$e_2 (cm)$	$d (inch)$	$F_u (kg/m^2)$	$R_{n,a} (kg)$	%
11.000	1,5	1	4.000	29.846	0,77

Tabla 9.7

Se puede ver entonces que con un espesor $e_2 = 1,5$ *cm* no existen riesgos de que se produzca una falla por aplastamiento, por rotura en la unión o fuera de esta en la placa que une el perno de la articulación con el pilar central.

9.1.2. Unión Madera-Acero

La unión entre la placa de acero de espesor e_1 determinado en el apartado anterior y el pilar metálico, se da de forma interna para aumentar su resistencia al fuego. Se utilizan una cantidad n de pernos KOS de 260 *mm*, que se encuentran en el catálogo de tornillos y conectores para madera de la empresa Rothoblas. Para determinar esta cantidad de pernos se utilizan las ecuaciones 9.2 que pertenecen al Eurocódigo 5, para unión mediante pasadores, de madera y placa de acero sometida a corte doble. En estas se establecen tres posibles modos de fallo, cada uno asociado a una ecuación, entonces la capacidad resistente de la unión $F_{v,Rk}$, es el menor valor arrojado por esas ecuaciones.

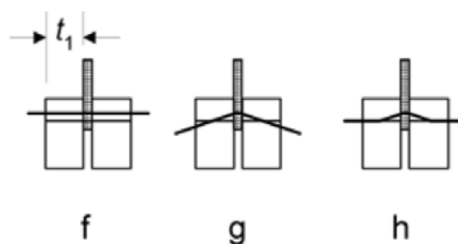


Figura 9.2: Modos de falla para unión de placa de acero madera, sometida a corte doble (UNE-EN 1995-1-1, 2006)

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k}t_1d \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,r,k}}{f_{h,k}t_1^2d - 1}} \right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} & (f) \\ 2, 3\sqrt{M_{y,r,k}f_{h,k}d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} & (h) \end{cases} \quad (9.8)$$

La ecuación anterior y sus respectivos términos ya fueron presentados en el capítulo 4.4.2.

En este caso se considera nula la resistencia característica al arranque $F_{a,R,x}$. La sollicitación existente en la unión es una fuerza resultante de valor 660 kN . Los valores de resistencia característica al aplastamiento, momento plástico del conector y espesor de la madera son los siguientes:

$$f_{h,k} = 23 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,r,k} = 579000 \text{ Nmm}$$

$$t_1 = 85 \text{ mm}$$

De acuerdo a estos valores y para un diámetro de tornillos de 20 mm , se obtienen los siguientes resultados:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k}t_1d = 40.983,6 \text{ N} \\ f_{h,k}t_1d \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,r,k}}{f_{h,k}t_1^2d - 1}} \right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 77.314,3 \text{ N} \\ 2, 3\sqrt{M_{y,r,k}f_{h,k}d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 37.503,2 \text{ N} \end{cases}$$

Resultando $F_{v,Rk} = 37,5 \text{ kN}$ y por lo que serán necesarios para resistir la fuerza de 660 kN en la unión, 20 pernos de diámetro $d = 20 \text{ mm}$.

9.2. Unión Vértice del Arco

La unión entre los dos tramos del arco se materializa a través de una articulación formada por un perno de diámetro d a determinar, dos placas de acero de espesor e_3 que unen el perno a uno de los tramos del arco y dos placas del mismo espesor que lo une al otro tramo. Queda el perno de esta forma sometido a un estado de corte triple.

9.2.1. Unión Acero-Acero

Como se dijo anteriormente, el dimensionado y diseño de las piezas metálicas se realiza de acuerdo a lo establecido en la instrucción AISC 360-16, donde se exige verificar en toda articulación, la resistencia al corte del perno, que las placas que forman la unión no sufran aplastamiento en la zona de contacto con el perno y falla en la sección de la unión o fuera de esta. La teoría utilizada para esto se mostró en la sección 9.1 al explicar cómo calcular la articulación de la base del pilar, por lo que a continuación solo se exponen los resultados.

■ Corte en el perno

El perno en esta unión se encuentra sometido a un estado de corte triple, por lo que la tensión requerida de corte será un tercio de la fuerza resultante sobre la articulación. Se pueden ver los valores obtenidos en la tabla 9.8.

$\tau_{r,v} (kg)$	$F_u (kg/m^2)$	$d (inch)$	$A_{n,v} (cm^2)$	$R_{n,v} (kg)$	%
9.702	8.800	1,0	5,1	24.322	0,80

Tabla 9.8

■ Aplastamiento

Al estar formada la articulación por 4 placas de igual espesor, se verifica solamente una de las placas y las tres restantes serán del mismo espesor. Se pueden ver los valores obtenidos en la tabla 9.9.

$\tau_{r,a} (kg)$	$e_3 (cm)$	$d (inch)$	$F_u (kg/m^2)$	$R_{n,a} (kg)$	%
14.553	1,5	1	4.000	36.576	0,79

Tabla 9.9

■ Falla en la unión

Al igual que en el apartado anterior, se verifica que no se produzca una falla en la sección de la unión en una de las placas. Luego de verificarse esta condición, es trivial la verificación para el resto de placas. Se pueden ver los valores obtenidos en la tabla 9.10.

$\tau_{n,a} (kg)$	$e_3 (cm)$	$L (cm)$	$d (cm)$	$R_{n,a} (kg)$	%
14.553	1,5	30	2,54	168.640	0,17

Tabla 9.10

Se verifica ampliamente esta condición para el espesor escogido.

■ Falla fuera de la unión

De la misma forma que en la articulación de la base del arco, en el vértice también es necesario verificar que no se produzcan fallas fuera de la sección de la unión. De

la misma forma que en los apartados anteriores, la verificación se realiza para la placa de espesor e_3 . Se pueden ver los valores obtenidos para estos parámetros en la tabla 9.11.

τ_r (kg)	e_3 (cm)	L (cm)	F_y (kg/cm ²)	%
14.553	1,5	30	2.500	0,21

Tabla 9.11

Se verifica también ampliamente esta condición por lo que se puede definir entonces: y $e_3 = 15\text{ mm}$

9.2.2. Unión Madera-Acero

Como se describió anteriormente, al perno de la articulación confluyen cuatro placas de acero de un espesor ya determinado. Por un lado, se une uno de los tramos del arco a la articulación mediante dos de estas placas, y por el otro se une este perno al otro tramo del arco mediante las dos placas restantes. En la unión entre las placas y el arco, se somete a los pernos de la unión a un estado de corte triple. En el Eurocódigo 5, se establece para uniones con múltiples planos de cortadura que la resistencia de cada plano de cortadura debe determinarse suponiendo que cada plano forma parte de una serie de unión de tres piezas. Para combinar la resistencia de los planos individuales, el modo crítico de fallo de los medios de fijación en los respectivos planos de cortadura, debería ser compatible con cada uno de los otros. Considerando que se tiene un tipo de placa intermedia entre gruesa y delgada (relación de espesor de la placa y diámetro de los pernos entre 0,5 y 2), se establecen los modos de fallo para estos dos tipos de placas y se determina la carga crítica correspondiente a cada tipo de espesor. Finalmente se interpola entre esos dos resultados para obtener la carga crítica correspondiente a un espesor de placa intermedio. Los modos de falla para placas gruesas y delgadas son los siguientes:

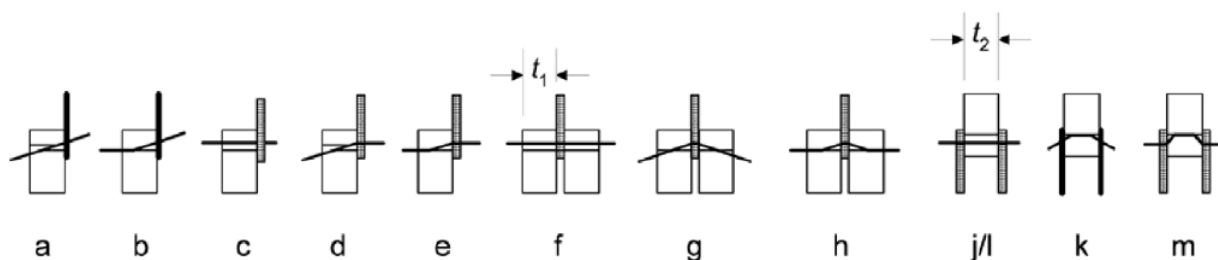


Figura 9.3: Modos de fallos (UNE-EN 1995-1-1, 2006)

Para placas gruesas se tienen los siguientes modos de fallo:

- Combinación de c y j/l : $2(f_{h,k}t_1d\sqrt{2 + 4M_{y,r,k}/f_{h,k}d}) + 0,5f_{h,k}t_1d = 94.943\text{ N}$

-
- Combinación de c y m : $2(f_{h,k}t_1d\sqrt{2 + 4M_{y,r,k}/f_{h,k}d}) + 2,3\sqrt{2M_{y,r,k}f_{h,k}d} = 112.930 N$
 - Combinación de d y jl : $2(2,3\sqrt{2M_{y,r,k}f_{h,k}d}) + 0,5f_{h,k}t_1d = 86.486 N$
 - Combinación de d y m : $3(2,3\sqrt{2M_{y,r,k}f_{h,k}d}) = 112.509 N$
 - Combinación de e y jl : $2,5f_{h,k}t_1 = 57.400 N$
 - Combinación de e y m : $2f_{h,k}t_1 + 2,3\sqrt{2M_{y,r,k}f_{h,k}d} = 83.423 N$

Para placas delgadas se obtienen los siguientes modos de fallo:

- Combinación de a y k : $0,4f_{h,k}t_1d + 1,5\sqrt{2M_{y,r,k}f_{h,k}d} = 44.886 N$
- Combinación de b y k : $2(1,15\sqrt{2M_{y,r,k}f_{h,k}d}) = 53.037 N$

Por lo tanto, con las ecuaciones planteadas anteriormente se puede ver que la carga crítica de fallo para placa gruesa es de $57,4 kN$ y la cara crítica de fallo para placas delgadas es de $44,9 kN$. Interpolando estos valores de acuerdo a la relación entre espesor de la placa y diámetro, se determina que la carga crítica para cada perno es de $51,1 kN$. Entonces para resistir la fuerza de $291 kN$ en la unión son necesarios 6 pernos de $20 mm$ de diámetro.

9.3. Unión sobre los Montantes

En esta sección se dimensionan las uniones que vinculan un extremo de los montantes con el arco y el otro extremo con la viga que recibe las viguetas del entrepiso. Como debajo de cada vigueta va situado un montante y al arco llegan tramos del entrepiso por ambos lados del eje longitudinal, se puede suponer que cada montante recibe el total de la descarga de dos viguetas. Esta fuerza se determinó en la etapa de dimensionado del entrepiso mixto, y será la que incluya el peso propio del entrepiso y la sobrecarga de uso aplicada sobre toda la superficie, con un valor de $54 kN$. Para estas uniones se utilizan pernos KOS de diámetro a determinar cuyas especificaciones de geometría y características resistentes se encuentran en el catálogo conectores y tornillos de la empresa Rothoblas.

Para el dimensionado de estas uniones se utilizan las ecuaciones establecidas en el artículo 8.6 del Eurocódigo 5, para uniones madera-madera sometidas a corte doble. En estas, al igual que en las uniones madera-acero, se establece un conjunto de modos de falla asociándose a cada uno una ecuación que determina la carga para la que este modo se produce, la menor de estas cargas es entonces la capacidad resistente de la unión.

A continuación, se presentan los posibles modos de fallo y las ecuaciones relacionadas a estos.

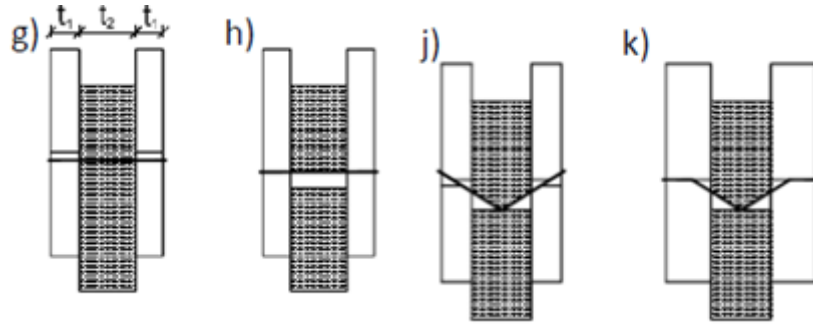


Figura 9.4: Posibles modos de fallo en unión madera-madera a cortadura doble (UNE-EN 1995-1-1, 2006)

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} \frac{f_{h,1,k}t_1d}{2+\beta} & (g) \\ 0,5f_{h,2,k}t_2d & (h) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k}t_1d}{2+\beta} \left(\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,r,k}}{f_{h,1,k}dt_1^2}} - 1 \right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} & (j) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{M_{y,r,k}f_{h,1,k}d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} & (k) \end{array} \right. \quad (9.9)$$

Donde $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$

9.3.1. Unión Montante-Arco

Las propiedades resistentes de la madera de la viga y del arco (GL24h). Como se dijo anteriormente, se utilizan como pasadores pernos KOS de 20 mm de diámetro y 500 mm de largo en una cantidad a determinar.

De acuerdo a las características de los materiales y características geométricas de las piezas, los resultados obtenidos en las ecuaciones respectivas a los modos de fallo son los siguientes:

$$t_1 = 18 \text{ cm}; \quad t_2 = 18 \text{ cm}; \quad f_{h,1,k} = 23,0 \text{ N/mm}^2; \quad f_{h,2,k} = 23,0 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} f_{h,1,k}t_1d = 1.039.104 \text{ N} \\ 0,5f_{h,2,k}t_2d = 41.3218 \text{ N} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k}t_1d}{2+\beta} \left(\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,r,k}}{f_{h,1,k}dt_1^2}} - 1 \right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 369.774 \text{ N} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{M_{y,r,k}f_{h,1,k}d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 26.126 \text{ N} \end{array} \right.$$

Resultando entonces: $F_{v,Rk} = 26,1 \text{ kN}$ Y como se dijo antes, la unión está sometida a 54 kN , por lo que será necesario colocar 3 pernos.

9.3.2. Unión Montante-Viga

La unión mecánica montante-viga, también se construye utilizando pernos KOS. Al igual que en el caso anterior, las características resistentes de las piezas de madera unidas son iguales (GL24h). El diámetro escogido es 20 mm y un largo de 500 mm .

$$t_1 = 18 \text{ cm}; \quad t_2 = 18 \text{ cm}; \quad f_{h,1,k} = 23,0 \text{ N/mm}^2; \quad f_{h,2,k} = 23,0 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d = 779.328 \text{ N} \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d = 38.996 \text{ N} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left(\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,r,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 276.131 \text{ N} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{M_{y,r,k} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 25.750 \text{ N} \end{array} \right.$$

Resultando entonces: $F_{v,Rk} = 25,8 \text{ kN}$ Y como se dijo antes, la unión está sometida a 54 kN , por lo que es necesario colocar 3 pernos.

9.4. Unión vigueta-viga

La unión entre las viguetas y la viga que se une a los montantes, se lleva a cabo utilizando las placas ALUMINI185, cuyas especificaciones se encuentran en el catálogo *Placas y Conectores* de la empresa Rothoblas. Este tipo de placas es ideal para brindar a la estructura una adecuada resistencia al fuego. Como elemento conector se utilizan los tornillos auto perforantes SBS de 120 mm de largo y $6,3 \text{ mm}$ de diámetro. En el caso de la unión entre la placa y la vigueta, los tornillos se encuentran sometidos a un estado de corte doble, y en la unión entre la placa y la viga, los tornillos se encuentran sometidos a un estado de corte simple.



Figura 9.5: Placa ALUMINI (Rothoblaas. Catálogo: Placas y conectores para madera, 2015)

■ Corte doble

De acuerdo a lo establecido en el Eurocódigo 5, los modos de fallo asociados a una unión madera acero trabajando a corte doble son las mismas utilizadas en las articulaciones del arco para este tipo de unión:

En este caso se considera nula la resistencia característica al arranque $F_{a,R,x}$. La sollicitación existente en la unión es una fuerza de valor 660 KN en dirección tangente al arco. Los valores de resistencia característica al aplastamiento, momento plástico del conector y espesor de la madera son los siguientes:

$$f_{h,1,k} = 26,9 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,r,k} = 17963 \text{ Nmm}$$

$$t_1 = 120 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d = 20.330 \text{ N} \\ f_{h,k} t_1 d \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,r,k}}{f_{h,k} t_1^2 d - 1}} \right) + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 24.879 \text{ N} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,r,k} f_{h,k} d} + \frac{F_{a,R,x}}{4} = 4.012 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 4,0 \text{ kN}$$

La fuerza máxima a la que estará sometida la articulación es 23 KN , por lo que serán necesarios 6 tornillos de $6,3 \text{ mm}$ para cubrirla.

Corte simple

Para uniones mecánicas acero madera, sometidas a un estado de corte simple, el Eurocódigo 5, establece las siguientes ecuaciones para determinar la carga ultima asociada a cada modo de fallo:

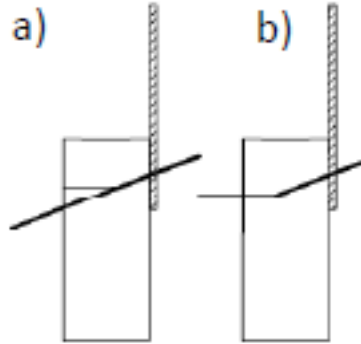


Figura 9.6: Modos de fallo unión acero madera a corte simple (UNE-EN 1995-1-1, 2006)

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d \quad (a) \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,r,k} f_{h,1,k} d} \quad (b) \end{array} \right. \quad (9.10)$$

$$d = 6,3 mm$$

$$f_{h,1,k} = 25,4 N/mm^2$$

$$M_{y,r,k} = 17963 Nmm$$

$$t_1 = 120 mm$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} t_1 d = 7677 N \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,r,k} f_{h,1,k} d} = 2754 N \end{array} \right.$$

Entonces:

$$F_{v,Rk} = 2,8 kN$$

Por lo que son necesarios 9 tornillos para resistir la fuerza a la que está sometida la unión. Por un tema de practicidad y simetría se utilizan 10 tornillos. Se colocan de acuerdo a lo establecido en los planos.

10. Resistencia al fuego

El criterio que se busca cumplir es que la capacidad de la estructura soporte durante un tiempo, a determinar, la exposición al fuego sin pérdida de estabilidad estructural. Según lo propuesto en el DB-SI y considerando que el fallo de la estructura analizada en este documento, no puede ocasionar daños graves a los edificios o establecimientos próximos, no compromete la estabilidad de otras plantas inferiores, se realiza la comprobación a fuego para un tiempo de 30 minutos. Por lo tanto se realizan los cálculos para una resistencia al fuego R30.

Para la comprobación a fuego, se utiliza el método de la sección reducida establecido en el Eurocódigo 5 1.2, en el cual únicamente se reduce la sección mientras que la resistencia y la rigidez no se ven afectadas.

Para hallar la nueva sección, el primer paso es calcular la profundidad eficaz de carbonización, d_{ef} .

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 \quad (10.1)$$

Donde:

- $d_{char,n}$: es la profundidad de carbonización ficticia y se calcula como $d_{char,n} = \beta_n t$
- β_n : es la velocidad de carbonización ficticia, la cual depende del tipo de madera y de su densidad. Como estamos trabajando con densidades características mayores a 290 kg/m^3 se toma $\beta_n = 0,7$
- d_0 : al reducir aún más la sección se tiene en cuenta el efecto de la temperatura en las propiedades mecánicas
- k_0 : factor de corrección de la profundidad adicional para el instante inicial del incendio ($t < 20$ minutos), pues la pérdida de resistencia se hace constante al cabo de 20 minutos. $k_0 = 1$, dado que $t = 30 \text{ minutos}$.

Se obtiene entonces $d_{ef} = 28 \text{ mm}$.

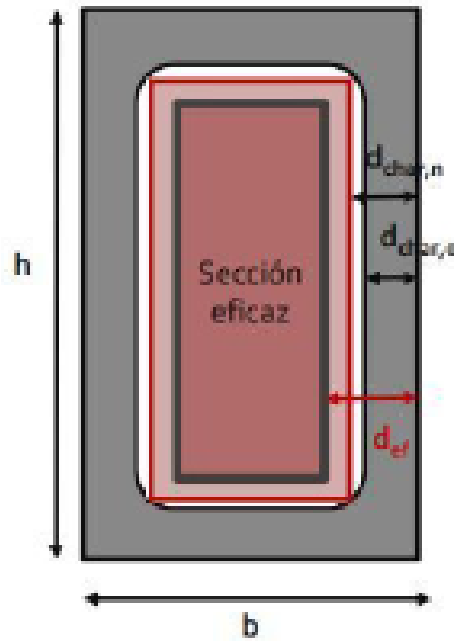


Figura 10.1: Sección eficaz en comprobación a fuego (Baño, 2018)

Con respecto a las tensiones generadas en caso de incendio, estas se calculan a partir de los esfuerzos a los que está sometida la estructura considerando las combinaciones de acciones en caso de incendio. Dichas combinaciones se presentan en los anexos de cada elemento estructural.

Por otro lado, para calcular las resistencias, se procede de la siguiente manera:

$$f_{d,fi} = \frac{k_{mod,fi} f_{20}}{\gamma_{m,fi}} ; f_{20} = k_{fi} f_k \quad (10.2)$$

Donde:

- $f_{d,fi}$: valor de cálculo de resistencia en caso de incendio
- $\gamma_{m,fi}$: coeficiente parcial de la madera en caso de incendio, $\gamma_{m,fi} = 1$
- $k_{mod,fi}$: factor de modificación en caso de incendio. Tiene en cuenta los efectos de la temperatura y del contenido de humedad en la resistencia. Depende del método de cálculo empleado, para el método de la sección reducida, $k_{mod,fi} = 1$
- f_{20} : percentil del 20 % de una propiedad resistente a temperatura normal
- k_{fi} : coeficiente que permite transformar el valor característico k_{fi} de la propiedad en un valor medio, para madera laminada encolada, $k_{fi} = 1,15$

Los resultados numéricos de las verificaciones tratadas en este capítulo, se encuentran en los anexos de cada elemento estructural.

Por otro lado, las uniones y herrajes de las viguetas, vigas y montantes, se diseñan de acuerdo a lo establecido en el capítulo 4.5.2 del Eurocódigo 5 1.2, en el cual se establece que las uniones madera-madera con pernos o pasadores no protegidos pueden considerarse que tienen una resistencia R15 cuando cumplen las condiciones expuestas en el capítulo 6 del Eurocódigo 5 1.1. Para aumentar esa resistencia a un R30 se protege la testa del pasador, dejándola una distancia a_i , a determinar, dentro del elemento de madera. Se detalla en los planos cómo deben colocarse los pernos con respecto a la superficie de la pieza.

$$a_{fi} = \beta_0(t_{fi,req} - 15) = 0,8mm \quad (10.3)$$

Donde:

- a_{fi} : Distancia que debe introducirse la testa del conector en la pieza.
- β_0 : es la velocidad de carbonización de la madera, $\beta_0=0,54$
- $t_{fi,req}$: tiempo requerido de resistencia al fuego normalizado en minutos.

Los herrajes del arco se trataran con pintura intumescente que le asigne al menos una resistencia R30.

11. Metraje de materiales

Al tratarse de una estructura mixta, los materiales utilizados son muy diversos y como en todo proyecto la precisión en su contabilización es fundamental para que este resulte económicamente viable.

Como se dijo anteriormente el peso de la mano de obra en este proyecto tiene una incidencia en el precio final particularmente baja debido a que los integrantes de la institución promotora de esta obra aportarán dicho factor en la medida de lo posible. Es por esto que en el presente trabajo no se cuantifica el valor de la mano de obra, solamente de los materiales utilizados, situación poco frecuente en obras civiles que se desarrollan en Uruguay.

Se dividirá el metraje de acuerdo al material predominante en cada parte de la estructura: acero, madera y hormigón.

11.1. Acero y aluminio

Los elementos de acero utilizados son elementos de uso corriente en el mercado uruguayo (tabla 11.1), salvo los herrajes que estén en contacto con la madera son solicitados a la empresa Rothoblaas (tabla 11.2), de origen italiano y con una filial en Argentina.

Los elementos adquiridos en el mercado local son las chapas de acero A36 de diferentes dimensiones, utilizadas para formar las uniones entre los arcos y los pilares metálicos y para generar la unión en el vértice del arco.

Los pernos que forman las articulaciones, en calidad A36 y 8.8 y diámetros 2,5" y 1". Los pernos de diámetro 1" y calidad 8.8 que unen las chapas de la articulación de apoyo del arco con el pilar metálico. Los pernos KOS que unen las chapas de acero del apoyo con el arco. Los pernos KOS provistos por la empresa Rothoblaas que unen las chapas de acero de la articulación del vértice con el arco. Los Pernos KOS que unen los montantes al arco y a la viga. Las placas ALUMINI que conectan las viguetas con las vigas y los tornillos autoperforantes SPP que unirán las placas ALUMINI (ambos elementos también fabricados por Rothoblaas) a las viguetas y a las vigas.

Herrajes	Cantidad	d (inch)	Largo (mm)
Pernos 8.8	100	1	70
Pernos A36	14	2,5	80
Chapas A36 - CH1	28	-	-
Chapas A36 - CH2	28	-	-
Chapas A36 - CH3	14	-	-

Tabla 11.1: Herrajes mercado local

Herrajes	Cantidad	d (mm)	Largo (mm)
Pernos KOS	180	20	500
Tornillos SPP	400	260	80
Placas ALUMINI	500	6,3	126
Placas ALUMINI	360	-	155

Tabla 11.2: Herrajes Rothoblaas

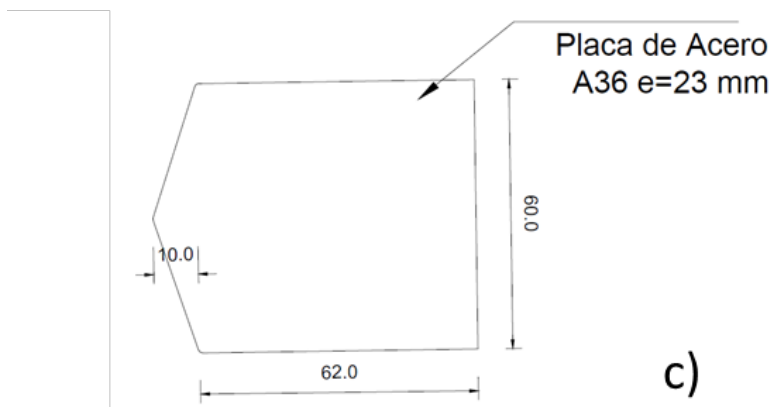
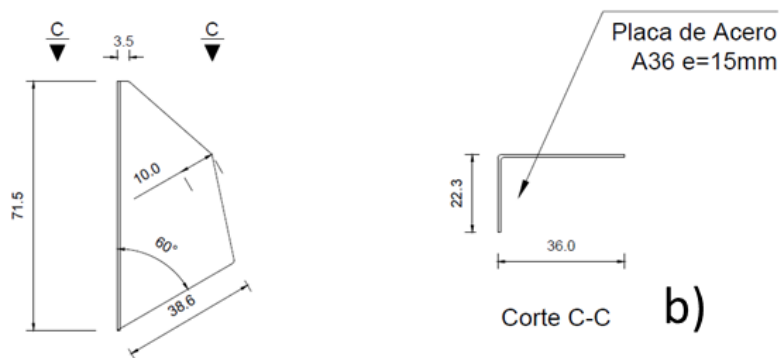
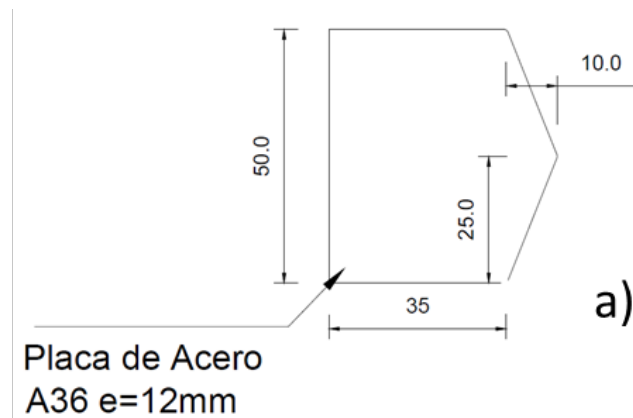


Figura 11.1: Chapas a) CH 1 b) CH 2 c) CH 3, unidades en cm.

11.2. Madera

Los principales elementos estructurales de esta obra son de MLE, con diferentes características resistentes. Los arcos que salvan las grandes distancias entre pilares, las viguetas que forman la sección mixta, las vigas donde descargan las viguetas y los montantes que transmiten la carga desde las vigas al arco son de clase resistente GL24h. Como encofrados se utilizan tableros plywood que luego de fraguado el hormigón no se recupera.

Madera	Cantidad	Base (m)	Altura (m)	Largo (m)	Volumen (m3)
Viguetas	160	0,12	0,4	6,9	53,3
Vigas	7	0,65	0,23	16,6	17,4
	28	0,28	0,24	4,7	8,8
	28	0,28	0,24	3,8	7,2
	28	0,28	0,24	3,2	6,0
	28	0,28	0,24	2,6	4,9
	28	0,28	0,24	2,2	4,1
	28	0,28	0,24	1,8	3,3
Montantes	28	0,28	0,24	1,6	2,9
	28	0,28	0,24	1,2	2,2
	28	0,28	0,24	0,9	1,8
	28	0,28	0,24	0,8	1,4
	28	0,28	0,24	0,6	1,2
	28	0,28	0,24	0,5	1,0
	28	0,28	0,24	0,5	0,9
Arcos	14	1,05	0,23	10,0	33,8
TOTAL (m3)			150,1		

Tabla 11.3: Metraje Madera GL24h

11.3. Hormigón

La totalidad de la superficie del entrepiso es cubierta por una losa de hormigón armado de 8 cm de espesor, con una armadura de $\phi 6/20$ en un sentido y $\phi 6/19$ en el otro.

Hormigón	Espesor (m)	Largo (m)	Ancho (m)	Volumen (m3)
Losa Hormigón	0,08	28	17	38,08

Tabla 11.4: Metraje Hormigón

11.4. Costos

Con los metrajes presantados anteriormente se solicitó cotización a las siguientes empresas: Montajes Núñez, Rothoblaas, Rewood y Hormigones Artigas (ver anexo I, capítulo 21), obteniendo un costo total de materiales de *USD 361.677,7*

Rubro	Costo total (USD)
Herrajes - Mercado local	8.600,0
Herrajes - Rothoblaas	9.518,8
Madera	338.188,8
Hormigón	5.370,3
TOTAL	361677,8

Tabla 11.5: Costo Total

El costo total se divide según el siguiente gráfico (figura 11.2):

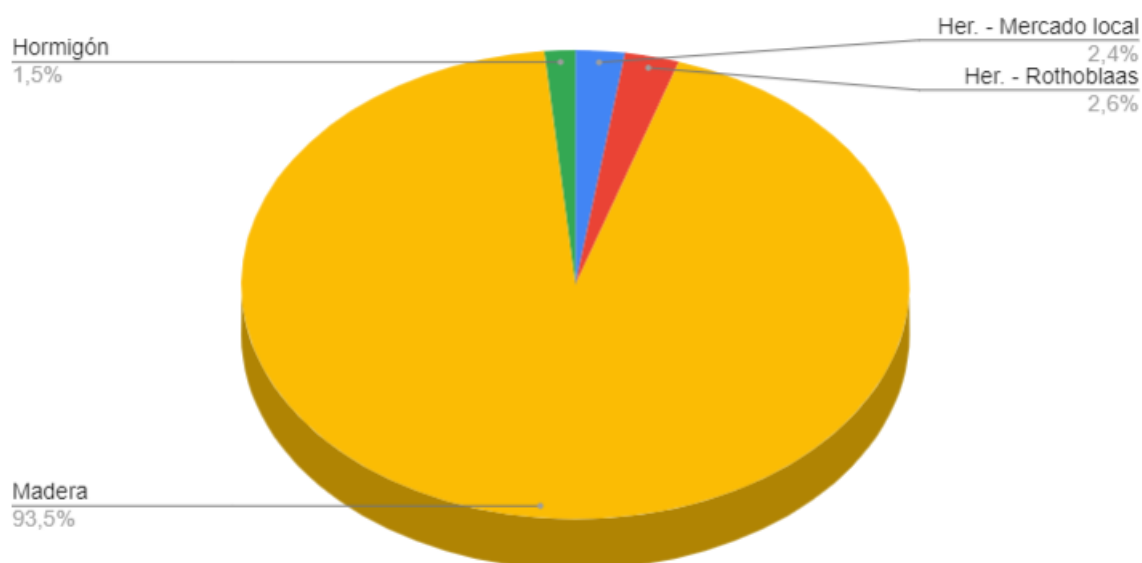


Figura 11.2: Costo Total

Se observa claramente que la mayor incidencia en el costo la tiene la madera. Hay que tener en cuenta que dentro del presupuesto que enviaron de la empresa Rewood está incluido el flete desde Brasil por un total de USD 57.565, siendo esta cifra el 17 % del costo de la madera.

12. Bibliografía

- AISC 360-16. Specifications for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction (2016)
- Argüelles, R; Arriaga, F. Estructuras de madera (1996)
- Argüelles, R; Arriaga, F. Estructuras de madera. Base de cálculo (2013)
- Baño, V [en línea]: <https://eva.fing.edu.uy/mod/folder/view.php?id=79579>, "21. Comprobación a fuego" Consulta: diciembre 2018.
- Blas, HJ; Sandhaas, C. Timber Engineering. Principles for Design (2017)
- Ceccotti, A. Timber-concrete composite structures. Timber Engineering, STEP 2 (1995)
- Crocetti, R.; Sartori, T.; Tomasi, R. Innovative Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slabs. ASCE (2015)
- Decroly Denouwe Djoubissie, Adamah Messan, Eric Fournely, Abdelhamid Bouchaïr. Experimental study of the mechanical behavior of timber-concrete shear connections with threaded reinforcing bars. Engineering Structures 172 (2018)
- Documento Básico SE-M. Seguridad estructural Madera (2009)
- Documento Básico SI: Seguridad en caso de incendio (2019)
- Dias, J.; Skinner, K.; Crews, K; Tannert, T. Timber-concrete-composites increasing the use of timber in construction. Springer (2015)
- EN 1990:2002+A1:2005. Basis of structural design (2005)
- EN 1994-1-1:2004. Design of composite steel and concrete and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings (2004)
- Fernández Martínez, J.; Hermanns, L.; Fraile de Lerma, A.; Alarcón Álvarez, E. Jumping load models applied on a gymnasium floor. Engineering structures 125 (2016)
- Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls. Technical steel research (2006)
- He, G.; Xie, L.; Wang, X.; Yi, J.; Peng, L.; Crocetti, R. Shear behavior study on timber-concrete composite structures with bolts. Scopus (2016)
- Lumin Catálogo [en línea]: https://www.lumin.com/repo/arch/ecdopsqeucaenglish_0.pdf. Consulta: setiembre 2018
- Rijal, R.; Samali, B.; Shrestha, R.; Crews, K. Experimental and analytical study on dynamic performance of timber-concrete composite beams (2014)

-
- Rothoblaas. Catálogo: Placas y conectores para madera (2015)
 - Rothoblaas. Catálogo: Tornillos y conectores para madera (2019)
 - Sedlaeck, G.; Heinemeyer, C.; Butz, C.; Volling, B.; Waarts, P.; Demarco, T. Generalisation of criteria for floor vibration for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls. Technical Steel Research (2006)
 - Tomasi, R.; Crosatti, A; Piazza, M. Theoretical and experimental analysis of timber-to-timber joints connected with inclined screws. Construction and building materials (2010)
 - Tomasi, R.; Piazza, M. Refurbishment of a traditional timber floor with a reversible technique: Importance of the investigation campaign for design and control of the intervention. Int. J. Archit. Heritage, (2014)
 - UNE-EN 384. Madera estructural. Determinación de los valores característicos de las propiedades mecánicas y la densidad (2016)
 - UNE-EN 338. Madera estructural. Clases resistentes (2010)
 - UNE-EN 1991-1-1. Acciones en estructuras. Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecarga de uso en edificios (2003)
 - UNE-EN 1995-1-1. Proyecto de estructuras de madera. Reglas generales y reglas para edificación (2006)
 - UNE-EN 1995-1-2. Proyecto de estructuras de madera. Reglas generales proyecto de estructuras sometidas al fuego (1999)
 - UNE-EN 14080. Estructuras de madera. Madera laminada encolada y madera maciza encolada. Requisitos (2013)
 - UNE-EN ISO 898-1-2015. Características mecánicas de los elementos de fijación de acero al carbón y acero aleado (2015)

13. Anexo A: Losa

Geometría y Propiedades

Datos del material:

Material	Hormigón Armado HA-25
----------	-----------------------

Dimensiones y Geometría:

Espesor (e)	80,0	mm
Separación entre viguetas (s)	600,0	mm
Recubrimiento mecánico	35	mm
Canto útil (d)	45	mm

Coefficientes

Coefficiente de seguridad Hormigón (γ_c)	
Coefficiente de seguridad Acero (γ_y)	1,15

Flechas

Límite deformación total	2,40	mm
λ_{CP}	0,91	
λ_{CV}	1,83	

Acciones

Cargas Permanentes:

Peso Propio	2,00	kN/m
Peso Propio piso madera	0,05	kN/m
CP	2,05	kN/m

Cargas Variables:

Sobrecarga de uso puntual (P)	7,00	kN
Sobre carga de uso superficial (S)	5,00	kN/m ²

Combinación de las acciones:

Combinación de cargas:	CP	P	S
1) CP	1,35	0	0
2) CP+P	1,35	1,5	0
3) CP+S	1,35	0	1,5

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas:	$M_{d+,extremo}(kNm)$	$M_{d+,centro}(kNm)$	$M_{d-}(kNm)$	$V_d(kN)$
1) CP	0	0,12	0	0,97
2) CP+P	1,65	-	-	11,47
3) CP+S	0,29	0,09	0,37	3,67

Valores característicos

$f_{c,k}$	25,0	MPa
E_c	32.035,2	MPa
ρ_c	25,0	kN/m ³
$f_{y,k}$	500,0	MPa

ELU: Verificación de Resistencia

Flexión:	μ_d+	$w+$	$A_s + (cm^2)$	μ_d-	$w-$	$A_s - (cm^2)$
1) CP	0,00	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00
2) CP+P	0,05	0,05	0,87	-	-	-
3) CP+S	0,01	0,01	0,15	0,01	0,01	0,19

Armadura mínima:	$w_{mín}$	$A_{s,mín}(cm^2)$	$mín$	$A_{s,mín}(cm^2)$
	0,04	0,69	0,0018	1,44

Cortante: $V_{d,máx} < V_{u,2}$

ψ	2
ρ_1	0,0032
$V_{u,2}(kN)$	31,82
$V_d(kN)$	11,47
	36,05 %

ELS: Deformaciones

Deformaciones instantáneas:	Gk	Combinación	Combinación
Combinaciones	CP	CP + P	CP + S
$w_{inst}(mm)$	0,0022	0,0026	0,0056

Deformaciones diferidas:	Gk	Combinación	Combinación
Combinaciones	CP	CP + P	CP + S
$w_{fin}(mm)$	0,014	0,017	0,022

$$w_{fin} = 0,022mm$$

0,93 %

14. Anexo B: Encofrado

Geometría y Propiedades

Datos del material:

Material	Plywood
----------	---------

Dimensiones y Geometría:

Espesor (e)	12,0	mm
Ancho del panel	1.220,0	mm
Largo del panel	2.440,0	mm
Separación entre viguetas (s)	600,0	mm
Clase de servicio	1	

Propiedades de la sección:

Área sección (Á)	12.000,0	mm ²
Momento Inercia y (I)	114.048,0	mm ⁴
Módulo Resistente y (W)	27.328,0	mm ³

Coefficientes:

Coefficiente de seguridad Plywood (γ_p)	1,3
--	-----

Flechas:

Límite deformación instantánea	1,2	mm
--------------------------------	-----	----

Acciones

Cargas Permanentes:

Peso Hormigón	2,00	kN/m ²
---------------	------	-------------------

Cargas Variables:

Sobre carga de uso superficial situación construcción (S_{const})	1,00	kN/m ²
---	------	-------------------

Combinación de las acciones

Combinación de cargas:	CP	Sconst	kmod
1) CP	1,35	0	0,6
2) CP+S _{const}	1,35	1,5	0,8

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas:	$M_d(Nmm)$	$V_d(N)$
1) CP	97,2	972
2) CP+S	151,2	1.512

Valores característicos

$E_{0,ply}$	3	GPa
$E_{90,ply}$	1	GPa
$f_{m,k}$	20	MPa
$f_{v,k}$	3	MPa

ELU: Verificación de Resistencia

Flexión:	$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$	
Combinación de carga	1	2
M_d (Nmm)	97,2	151,2
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	0,0036	0,0055
$f_{m,d}$ (MPa)	9,23	12,31
	0,04 %	0,04 %

Cortante:	$\tau \leq f_{v,d}$	
Combinación de carga	1	2
V_d (N)	0,97	1,78
τ (MPa)	0,00031	0,00056
$f_{v,d}$ (MPa)	1,38	1,85
	0,02 %	0,03 %

ELS: Deformaciones

Deformaciones instantáneas	Gk
Combinaciones	CP
$w_{inst}(mm)$	0,01

$w_{inst} = 0,01mm$	0,83 %
---------------------	--------

15. Anexo C: Vigueta

Geometría y Propiedades

Datos del material:

Material	Madera laminada encolada
Especie	<i>Eucalyptus grandis</i>
Clase Resistente	GL24h

Dimensiones y Geometría:

Luz (l)	7,0	m
Ancho sección (b)	120	mm
Alto sección (h)	320	mm
Separación entre correas	0,6	m
Coefficiente de altura (k_h)	1,06	
Clase de servicio	1	
Ancho efectivo fendas (b_{ef})	214	mm

Propiedades de la sección:

Área sección (Á)	38.400	mm ²
Momento Inercia y (I)	327.680.000	mm ⁴
Módulo Resistente y (W)	2.048.000	mm ³

Coefficientes:

Coefficiente de seguridad MLE (γ_m)	1,25
--	------

Flechas:

Límite deformación instantánea	14	mm
--------------------------------	----	----

Acciones

Cargas Permanentes:

Peso Propio	0,16	kN/m
Carga permanente (peso hormigón)	1,20	kN/m
CP	1,36	kN/m

Cargas Variables:

Sobre carga de uso superficial situación construcción (S_{const})	1,00	kN/m ²
---	------	-------------------

Combinación de las acciones

Combinación de cargas: CP Sconst kmod

1) CP	1,35	0	0,6
2) CP + S_{const}	1,35	1,5	0,8

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas:	$M_d(kNm)$	$V_d(kN)$
1) CP	11,26	6,43
2) CP + S	16,77	9,58

Valores característicos

$f_{m,g,k}$	24	MPa
$f_{t,0,g,k}$	19,2	MPa
$f_{t,90,g,k}$	0,5	MPa
$f_{c,0,g,k}$	24	MPa
$f_{c,90,g,k}$	2,5	MPa
$f_{v,g,k}$	3,5	MPa
$f_{r,g,k}$	1,2	MPa
$E_{0,g,mean}$	11,5	MPa
$E_{0,g,05}$	9,6	MPa
$E_{90,g,mean}$	0,3	MPa
$G_{g,mean}$	0,65	MPa
$\rho_{g,k}$	350	kg/m ³
$\rho_{g,media}$	420	kg/m ³

ELU: Verificación de Resistencia

Flexión:	$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$	
Combinación de cargas	1	2
M_d (kNm)	11,26	16,77
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	5,50	8,35
$f_{m,d}$ (MPa)	12,21	16,28
	45,01 %	51,28 %

Cortante:	$\tau \leq f_{v,d}$	
Combinación de cargas	1	2
V_d (kN)	6,43	9,58
τ (MPa)	0,38	0,56
$f_{v,d}$ (MPa)	1,68	2,24
	22,32 %	24,94 %

ELS: Deformaciones

Deformaciones instantáneas	Gk
Combinaciones	CP
$w_{inst}(mm)$	11,9

$w_{inst} = 11,9mm$	97,86 %
---------------------	---------

16. Anexo D: Sección compuesta madera-hormigón, Eurocódigo 5

Geometría y Propiedades

Datos del material:

Material	Sección mixta madera-hormigón
Especie madera	<i>Eucalyptus grandis</i>
Clase Resistente madera	GL24h
Hormigón	Hormigón Armado HA-25

Dimensiones y Geometría:

Luz (l)	7,0	m
Ancho sección Hormigón (b_1)	600	mm
Ancho sección Madera (b_2)	120	mm
Alto sección Hormigón (h_1)	80	mm
Alto sección Madera (h_2)	320	mm
Separación entre correas	0,6	m
Clase de servicio	1	
Diámetro del conector	12	mm
Separación entre conectores	150	mm
Ángulo del conector	0	
Empotramiento en la madera	130	mm

Propiedades de la sección

Área sección Hormigón ($\bar{A}_1$)	48.000	mm ²
Área sección Madera ($\bar{A}_2$)	38.400	mm ²
Momento Inercia y - Sección compuesta (I)	1.206.613.333	mm ⁴
Módulo Resistente y - Sección compuesta (W)	6.033.067	mm ³

Coefficientes

Coefficiente de seguridad MLE (γ_m)	1,25
--	------

Resistencia al fuego

Caras expuestas al fuego	3	caras
Resistencia al fuego (R)	30	min
Velocidad de carbonización (β_n)	0,7	mm/min
Profundidad de carbonización (d_{ef})	28	mm
Profundidad de carbonización añadida (d_0)	7	mm
Corrección instantánea inicial (k_0)	1	
Conversión a valor medio (k_{fi})	1,15	
Coefficiente de seguridad situación incendio (γ_m, fi)	1	

Flechas

Deformaciones diferidas (k_{def})	0,6	
Límite deformación instantánea	14	mm
Límite deformación final	20	mm

Acciones:

Cargas Permanentes

Peso Propio Hormigón	1,20	kN/m
Peso Propio Madera	0,16	kN/m
Peso Propio piso de Madera	0,05	kN/m
CP	1,41	kN/m

Cargas Variables

Sobrecarga de uso puntual (P)	7,00	kN
Sobre carga de uso superficial (S)	5,00	kN/m ²

Combinación de las acciones:

Combinación de cargas	CP	P	S	kmod
1) CP	1,35	0	0	0,6
2) CP + P	1,35	1,5	0	0,8
3) CP + S	1,35	0	1,5	0,8
4) Fuego 1	1	0	0	1
5) Fuego 2	1	0,5	0	1
6) Fuego 3	1	0	0,5	1

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas	$M_d(kNm)$	$V_d(kN)$
1) CP	11,26	6,43
2) CP + P	11,26	16,93
3) CP + S	38,82	22,18
4) Fuego 1	7,83	4,47
5) Fuego 2	7,83	7,97
6) Fuego 3	17,02	9,72

Valores característicos**Madera**

$f_{m,g,k}$	24	MPa
$f_{t,0,g,k}$	19,2	MPa
$f_{t,90,g,k}$	0,5	MPa
$f_{c,0,g,k}$	24	MPa
$f_{c,90,g,k}$	2,5	MPa
$f_{v,g,k}$	3,5	MPa
$f_{r,g,k}$	1,2	MPa
$E_{0,g,mean}$	11,5	MPa
$E_{0,g,05}$	9,6	MPa
$E_{90,g,mean}$	0,3	MPa
$G_{g,mean}$	0,65	MPa
$\rho_{g,k}$	350	kg/m ³
$\rho_{g,media}$	420	kg/m ³

Hormigón

$f_{c,k}$	25,0	MPa
E_c	32035,2	MPa
ρ_c	25,0	kN/m ³
$f_{y,k}$	500,0	MPa

ELU: Verificación de Resistencia

Flexotracción bajo cargas de duración breve $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	11,26	11,26	38,82
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	0,54	0,54	1,86
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	0,09	0,09	0,30
$f_{t,0,d}$ (MPa)	9,22	12,29	12,29
	5,66 %	4,25 %	14,55 %

Flexotracción bajo cargas de larga duración $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	11,26	11,26	38,82
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	2,33	2,33	8,03
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	0,77	0,77	2,66
$f_{t,0,d}$ (MPa)	9,22	12,29	12,29
	128,58 %	21,43 %	73,92 %

Cortante

$$\tau \leq f_{v,d}$$

Combinación de cargas	1	2	3
V_d (kN)	6,43	16,93	22,18
τ (MPa)	0,39	1,04	1,36
$f_{v,d}$ (MPa)	1,68	2,24	2,24
	23,21 %	46,43 %	60,71 %

Verificación del conector

$$F_d \leq F_{v,r,k}$$

Combinación de cargas	1	2	3
F_d (kN)	2,52	6,69	8,70
$F_{v,r,k}$ (kN)	11,70	11,70	11,70
	21,54 %	56,75 %	74,36 %

ELS: Deformaciones

Deformaciones instantáneas	Gk	Combinación 1	Combinación 2
Combinaciones	CP	CP+P	CP+S
w inst (mm)	3,88	8,45	12,44

w inst = 12,44 mm 88,86 %

Deformaciones instantáneas	Gk	Combinación 1	Combinación 2
Combinaciones	CP	CP+P	CP+S
w fin (mm)	6,75	13,48	19,39

w fin = 19,39 mm 96,95 %

Comprobación de Resistencia a Fuego

Ancho eficaz $b_{ef,fi,2}$	64	mm
Canto eficaz $h_{ef,fi,2}$	292	mm
Área eficaz	23.808	mm ²
Módulo resistente W_{fi}	3.353.426	mm ³
Inercia I_{fi}	623.737.191	mm ⁴

ELU: Situación fuego - Verificación de Resistencia

Flexotracción situación fuego $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$

Combinación de cargas	4	5	6
M_d (kNm)	7,83	7,83	17,02
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	0,63	0,63	1,38
$f_{m,y,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	0,15	0,15	0,33
$f_{t,0,d}$ (MPa)	22,08	22,08	22,08
	2,96 %	2,96 %	6,49 %

Cortante situación fuego

$$\tau \leq f_{v,d}$$

Combinación de cargas	4	5	6
$V_{y,d}$ (kN)	4,47	7,97	9,72
τ_y (MPa)	0,39	0,69	0,84
$f_{v,y,d}$ (MPa)	4,03	4,03	4,03
	9,68 %	17,12 %	20,84 %

Verificación del conector situación fuego

$$F_d \leq F_{v,r,k}$$

Combinación de cargas	4	5	6
F_d (kN)	2,18	3,78	4,61
$F_{v,r,k}$ (kN)	11,70	11,70	11,70
	18,63 %	32,31 %	39,40 %

17. Anexo E: Sección compuesta madera-hormigón, Ceccotti

Geometría y Propiedades

Datos del material:

Material	Sección mixta madera-hormigón
Especie madera	<i>Eucalyptus grandis</i>
Clase Resistente madera	GL24h
Hormigón	Hormigón Armado HA-25

Dimensiones y Geometría:

Luz (l)	7,0	m
Ancho sección Hormigón (b_1)	600	mm
Ancho sección Madera (b_2)	120	mm
Alto sección Hormigón (h_1)	80	mm
Alto sección Madera (h_2)	290	mm
Separación entre correas	0,6	m
Clase de servicio	1	
Diámetro del conector	12	mm
Separación entre conectores	150	mm
Ángulo del conector	0	
Empotramiento en la madera	130	mm

Propiedades de la sección

Área sección Hormigón ($\bar{A}_1$)	48.000	mm ²
Área sección Madera ($\bar{A}_2$)	34.800	mm ²
Momento Inercia y - Sección compuesta (I)	959.942.173	mm ⁴
Módulo Resistente y - Sección compuesta (W)	5.188.877	mm ³

Coefficientes

Coefficiente de seguridad MLE (γ_m)	1,25
--	------

Resistencia al fuego

Caras expuestas al fuego	3	caras
Resistencia al fuego (R)	30	min
Velocidad de carbonización (β_n)	0,7	mm/min
Profundidad de carbonización (d_{ef})	28	mm
Profundidad de carbonización añadida (d_0)	7	mm
Corrección instantánea inicial (k_0)	1	
Conversión a valor medio (k_{fi})	1,15	
Coefficiente de seguridad situación incendio (γ_m, fi)	1	

Flechas

Deformaciones diferidas (k_{def})	0,6	
Límite deformación instantánea	14	mm
Límite deformación final	20	mm

Acciones:

Cargas Permanentes

Peso Propio Hormigón	1,20	kN/m
Peso Propio Madera	0,15	kN/m
Peso Propio piso de Madera	0,05	kN/m
CP	1,40	kN/m

Cargas Variables

Sobrecarga de uso puntual (P)	7,00	kN
Sobre carga de uso superficial (S)	5,00	kN/m ²

Combinación de las acciones:

Combinación de cargas	CP	P	S	kmod
1) CP	1,35	0	0	0,6
2) CP + P	1,35	1,5	0	0,8
3) CP + S	1,35	0	1,5	0,8
4) Fuego 1	1	0	0	1
5) Fuego 2	1	0,5	0	1
6) Fuego 3	1	0	0,5	1

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas	$M_d(kNm)$	$V_d(kN)$
1) CP	11,13	6,36
2) CP + P	11,13	16,86
3) CP + S	38,69	22,11
4) Fuego 1	7,78	4,45
5) Fuego 2	7,78	7,95
6) Fuego 3	16,97	9,70

ELU: Verificación de Resistencia

Flexotracción bajo cargas de duración breve $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	11,13	11,13	38,69
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	1,94	1,94	6,76
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	1,07	1,07	3,73
$f_{t,0,d}$ (MPa)	9,22	12,29	12,29
	28,45 %	21,34 %	74,36 %

Flexotracción bajo cargas de larga duración $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	11,13	11,13	38,69
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	2,17	2,17	7,53
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	1,08	1,08	3,75
$f_{t,0,d}$ (MPa)	9,22	12,29	12,29
	30,55 %	22,92 %	79,54 %

Cortante

$$\tau \leq f_{v,d}$$

Combinación de cargas	1	2	3
V_d (kN)	6,36	16,86	22,11
τ (MPa)	0,32	0,84	1,12
$f_{v,d}$ (MPa)	1,68	2,24	2,24
	19,05 %	37,50 %	50,00 %

Verificación del conector

$$F_d \leq F_{v,r,k}$$

Combinación de cargas	1	2	3
F_d (kN)	3,20	8,53	11,12
$F_{v,r,k}$ (kN)	11,95	11,95	11,95
	26,78 %	71,38 %	93,05 %

ELS: Deformaciones

Deformaciones instantáneas Combinaciones	Gk CP	Combinación 1 CP+P	Combinación 2 CP+S
w inst (mm)	3,97	8,68	12,81

w inst = 12,81 mm 91,50 %

Deformaciones instantáneas Combinaciones	Gk CP	Combinación 1 CP+P	Combinación 2 CP+S
w fin (mm)	7,27	13,77	19,66

w fin = 19,66 mm 98,30 %

Comprobación de Resistencia a Fuego

Ancho eficaz $b_{ef,fi,2}$	64	mm
Canto eficaz $h_{ef,fi,2}$	262	mm
Área eficaz	16.768	mm ²
Módulo resistente W_{fi}	2.835.630	mm ³
Inercia I_{fi}	484.892.873	mm ⁴

ELU: Situación fuego - Verificación de Resistencia

Flexotracción situación fuego	$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	4	5	6
M_d (kNm)	7,78	7,78	16,97
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	2,18	2,18	4,75
$f_{m,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	1,74	1,74	3,80
$f_{t,0,d}$ (MPa)	22,08	22,08	22,08
	15,78 %	15,78 %	34,42 %

Cortante situación fuego

	$\tau \leq f_{v,d}$		
Combinación de cargas	4	5	6
V_d (kN)	4,45	7,95	9,70
τ (MPa)	0,33	0,58	0,71
$f_{v,d}$ (MPa)	4,03	4,03	4,03
	8,19 %	14,39 %	17,62 %

Verificación del conector situación fuego

	$F_d \leq F_{v,r,k}$		
Combinación de cargas	4	5	6
F_d (kN)	2,51	4,78	5,47
$F_{v,r,k}$ (kN)	11,95	11,95	11,95
	21,00 %	37,49 %	45,77 %

18. Anexo F: Sección compuesta madera-hormigón, Tomassi

Geometría y Propiedades

Datos del material:

Material	Sección mixta madera-hormigón
Especie madera	<i>Eucalyptus grandis</i>
Clase Resistente madera	GL24h
Hormigón	Hormigón Armado HA-25

Dimensiones y Geometría:

Luz (l)	7,0	m
Ancho sección Hormigón (b_1)	600	mm
Ancho sección Madera (b_2)	110	mm
Alto sección Hormigón (h_1)	80	mm
Alto sección Madera (h_2)	290	mm
Separación entre correas	0,6	m
Clase de servicio	1	
Diámetro del conector	12	mm
Separación entre conectores	150	mm
Ángulo del conector	45	
Empotramiento en la madera	130	mm

Propiedades de la sección

Área sección Hormigón ($\bar{A}_1$)	48.000	mm ²
Área sección Madera ($\bar{A}_2$)	31.900	mm ²
Momento Inercia y - Sección compuesta (I)	905.052.191	mm ⁴
Módulo Resistente y - Sección compuesta (W)	4.892.174	mm ³

Coefficientes

Coefficiente de seguridad MLE (γ_m)	1,25
--	------

Resistencia al fuego

Caras expuestas al fuego	3	caras
Resistencia al fuego (R)	30	min
Velocidad de carbonización (β_n)	0,7	mm/min
Profundidad de carbonización (d_{ef})	28	mm
Profundidad de carbonización añadida (d_0)	7	mm
Corrección instantánea inicial (k_0)	1	
Conversión a valor medio (k_{fi})	1,15	
Coefficiente de seguridad situación incendio (γ_m, fi)	1	

Flechas

Deformaciones diferidas (k_{def})	0,6	
Límite deformación instantánea	14	mm
Límite deformación final	20	mm

Acciones:

Cargas Permanentes

Peso Propio Hormigón	1,20	kN/m
Peso Propio Madera	0,13	kN/m
Peso Propio piso de Madera	0,05	kN/m
CP	1,48	kN/m

Cargas Variables

Sobrecarga de uso puntual (P)	7,00	kN
Sobre carga de uso superficial (S)	5,00	kN/m ²

Combinación de las acciones:

Combinación de cargas	CP	P	S	kmod
1) CP	1,35	0	0	0,6
2) CP + P	1,35	1,5	0	0,8
3) CP + S	1,35	0	1,5	0,8
4) Fuego 1	1	0	0	1
5) Fuego 2	1	0,5	0	1
6) Fuego 3	1	0	0,5	1

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas	$M_d(kNm)$	$V_d(kN)$
1) CP	11,03	6,30
2) CP + P	11,03	16,80
3) CP + S	38,59	22,05
4) Fuego 1	7,71	4,41
5) Fuego 2	7,71	7,91
6) Fuego 3	16,90	9,66

ELU: Verificación de Resistencia

Flexotracción bajo cargas de duración breve $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	11,03	11,03	38,59
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	0,46	0,46	1,62
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	0,46	0,46	1,62
$f_{t,0,d}$ (MPa)	9,22	12,29	12,29
	8,98 %	6,74 %	23,74 %

Flexotracción bajo cargas de larga duración $\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	11,03	11,03	38,59
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	1,89	1,89	6,63
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	1,29	1,29	4,51
$f_{t,0,d}$ (MPa)	9,22	12,29	12,29
	30,40 %	22,80 %	79,86 %

Cortante

$$\tau \leq f_{v,d}$$

Combinación de cargas	1	2	3
V_d (kN)	6,30	16,80	22,05
τ (MPa)	0,28	0,74	0,98
$f_{v,d}$ (MPa)	1,68	2,24	2,24
	16,67 %	33,04 %	43,75 %

Verificación del conector

$$F_d \leq F_{v,r,k}$$

Combinación de cargas	1	2	3
F_d (kN)	3,29	8,77	11,51
$F_{v,r,k}$ (kN)	11,70	11,70	11,70
	28,12 %	74,96 %	98,38 %

ELS: Deformaciones

Deformaciones instantáneas Combinaciones	Gk CP	Combinación 1 CP+P	Combinación 2 CP+S
w inst (mm)	3,58	7,88	11,64

w inst = 11,64 mm **83,14 %**

Deformaciones instantáneas Combinaciones	Gk CP	Combinación 1 CP+P	Combinación 2 CP+S
w fin (mm)	6,69	13,26	19,00

w fin= 19,00 mm **95,00 %**

Comprobación de Resistencia a Fuego

Ancho eficaz $b_{ef,fi,2}$	54	mm
Canto eficaz $h_{ef,fi,2}$	262	mm
Área eficaz	14.148	mm ²
Módulo resistente W_{fi}	2.491.542	mm ³
Inercia I_{fi}	426.053.707	mm ⁴

ELU: Situación fuego - Verificación de Resistencia

Flexotracción situación fuego	$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	4	5	6
M_d (kNm)	7,71	7,71	16,90
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	0,43	0,43	0,95
$f_{m,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
$\sigma_{t,0,d}$ (MPa)	0,40	0,40	0,87
$f_{t,0,d}$ (MPa)	22,08	22,08	22,08
	3,37 %	3,37 %	7,31 %

Cortante situación fuego

	$\tau \leq f_{v,d}$		
Combinación de cargas	4	5	6
V_d (kN)	4,41	7,91	9,66
τ (MPa)	0,21	0,37	0,47
$f_{v,d}$ (MPa)	4,03	4,03	4,03
	5,21 %	9,18 %	11,66 %

Verificación del conector situación fuego

	$F_d \leq F_{v,r,k}$		
Combinación de cargas	4	5	6
F_d (kN)	2,84	5,89	6,22
$F_{v,r,k}$ (kN)	11,70	11,70	11,70
	24,27 %	50,34 %	53,16 %

19. Anexo G: Montante

Geometría y Propiedades

Datos del material

Material	Madera laminada encolada
Especie	<i>Eucalyptus grandis</i>
Clase Resistente	GL24h

Dimensiones y Geometría

Luz (l)	4,7	m
Ancho sección (b)	180	mm
Alto sección (h)	240	mm
Clase de servicio	1	

Propiedades de la sección

Área sección (Á)	43.200	mm ²
Momento Inercia y (I)	207.360.000	mm ⁴
Módulo Resistente y (W)	1.728.000	mm ³
Coefficiente de Altura (k_h)	1,1	

Coefficientes

Coefficiente de seguridad MLE (γ_m)	1,25
--	------

Pandeo

l_{ef} en plano del arco	4,7	m
β_c	0,1	

Resistencia al fuego

Caras expuestas al fuego	3	caras
Resistencia al fuego (R)	30	min
Velocidad de carbonización (β_n)	0,700	mm/min
Profundidad de carbonización (d_{ef})	280	mm
Profundidad de carbonización añadida (d_0)	7	mm
Corrección instantánea inicial (k_0)	1	
Conversión a valor medio (k_{fi})	1,15	
Coefficiente de seguridad situación incendio ($\gamma_{m,fi}$)	1	

Acciones

Cargas Permanentes

Peso Propio	0,18	kN/m
Descargas correas (PP losa + PP viguetas + PP piso madera)	4,91	kN

Cargas Variables

Descarga correas SCU Puntual (P)	7,00	kN
Descarga correas SCU Superficial (S)	10,50	kN

Combinación de las acciones

Combinación de cargas	CP	P	S	kmod
1) CP	1,35	0	0	0,6
2) CP + P	1,35	1,5	0	0,8
3) CP + S	1,35	0	1,5	0,8
4) Fuego 1	1	0	0	1
5) Fuego 2	1	0,5	0	1
6) Fuego 3	1	0	0,5	1

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas	N (kN)
1) CP	14,41
2) CP + P	24,91
3) CP + S	54,91
4) Fuego 1	10,67
5) Fuego 2	14,17
6) Fuego 3	21,17

ELU: Verificación de Resistencia

Compresión	$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3
N_d (kN)	14,41	24,91	54,91
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	0,33	0,58	1,06
$f_{c,0,d}$ (MPa)	11,08	14,77	14,77
	3,01 %	3,90 %	7,20 %

ELU: Inestabilidad

Pandeo	$\sigma_{c,0,d}/(k_c f_{c,0,d}) \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	0,33	0,58	1,06
$k_c f_{c,0,d}$ (MPa)	7,85	10,47	10,47
$\sigma_{c,0,d}/(k_c f_{c,0,d}) \leq 1$	4,25 %	5,51 %	10,15 %

Comprobación de Resistencia a Fuego

Ancho eficaz (b_{ef}, fi)	184	mm
Canto eficaz (h_{ef}, fi)	124	mm
Área eficaz	22.816	mm ²
Módulo resistente (W_{fi})	699.691	mm ³
Inercia (I_{fi})	64.371.541	mm ⁴

ELU: Verificación de Resistencia - Situación Fuego**Compresión - Situación Fuego** $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$

Combinación de cargas	4	5	6
N_d (kN)	10,97	14,17	21,17
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	0,47	0,62	0,93
$f_{c,0,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
	1,69 %	2,25 %	3,36 %

ELU: Inestabilidad - Situación Fuego**Pandeo - Situación Fuego** $\sigma_{c,0,d}/(k_c f_{c,0,d}) \leq 1$

Combinación de cargas	4	5	6
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	0,47	0,62	0,93
$k_c f_{c,0,d}$ (MPa)	12,81	12,81	12,81
$\sigma_{c,0,d}/(k_c f_{c,0,d}) \leq 1$	3,65 %	4,85 %	7,24 %

20. Anexo H: Arco

Geometría y Propiedades

Datos del material:

Material	Madera laminada encolada
Especie	<i>Eucalyptus grandis</i>
Clase Resistente	GL24h

Dimensiones y Geometría:

Luz (l)	17,0	m
Ancho sección (b)	230	mm
Espesor de la lámina (t)	33	mm
Alto sección (h)	1.050	mm
Clase de servicio	1	

Propiedades de la sección

Área sección (Á)	241.500	mm ²
Momento Inercia (I)	22.187.812.500	mm ⁴
Módulo Resistente (W)	42.262.500	mm ³
Coefficiente de Altura (k_h)	1	
Ancho efectivo fendas (b_{ef})	154	mm

Coefficientes

Coefficiente de seguridad MLE (γ_m)	1,25
--	------

Coefficientes Zona de Vértice

ap	0	
r_m	7,82	m
r_i	7,29	m
r_s	8,34	m
k_1	1,00	
k_2	0,35	
k_3	0,60	
k_4	0,00	
k_5	0,00	
k_6	0,25	
k_7	0,00	
k_l	1,06	
k_r	0,98	
k_p	0,03	
k_{dis}	1,40	
k_{vol}	0,35	

Pandeo

l_{ef} en plano del arco	14,60	m
l_{ef} en plano perpendicular al arco	8,50	m
β_c	0,10	

Flechas

Deformaciones diferidas (k_{def})	0,6	
Límite deformación instantánea	34	mm
Límite deformación final	49	mm

Resistencia al fuego

Caras expuestas al fuego	4	caras
Resistencia al fuego (R)	30	min
Velocidad de carbonización (β_n)	0,7	mm/min
Profundidad de carbonización (d_{ef})	28	mm
Profundidad de carbonización añadida (d_0)	7	mm
Corrección instantánea inicial (k_0)	1	
Conversión a valor medio (k_{fi})	1,15	
Coefficiente de seguridad situación incendio (γ_m)	1	

Acciones**Cargas Permanentes**

Peso Propio	1,01	kN/m
Descargas correas	4,91	kN

Cargas Variables

Descarga correas SCU Puntual (P)	7,00	kN
Descarga correas SCU Superficial (S)	10,50	kN

Combinación de las acciones

Combinación de cargas	CP	P	S	kmod
1) CP	1,35	0	0	0,6
2) CP + P	1,35	1,5	0	0,8
3) CP + S	1,35	0	1,5	0,8
4) Fuego 1	1	0	0	1
5) Fuego 2	1	0,5	0	1
6) Fuego 3	1	0	0,5	1

Solicitaciones Máximas

Combinación de cargas	$N_d(kN)$	$V_d(kN)$	$M_d(kNm)$
1) CP	220,20	61,83	94,40
2) CP + P	237,87	61,94	95,89
3) CP + S	660,00	190,53	295,34
4) Fuego 1	163,93	45,43	69,91
5) Fuego 2	163,97	45,51	69,19
6) Fuego 3	312,00	87,98	133,93

ELU: Verificación de Resistencia**Compresión**

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

Combinación de cargas	1	2	3
N_d (kN)	220,20	237,87	660,00
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,40	1,50	4,08
$f_{c,0,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
	12,15 %	9,77 %	26,56 %

Flexión:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	94,40	95,89	295,34
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,33	3,39	10,43
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
	29,97 %	24,16 %	68,92 %

Flexo-compresión		$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3	
M_d (kNm)	94,4	95,89	295,34	
N_d (kN)	220,2	237,87	660,00	
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,33	3,39	10,43	
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,40	1,50	4,08	
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36	
$f_{c,0,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36	
$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	0,29	0,22	0,68	
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2$	0,01	0,01	0,07	
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$ \$	30,38 %	23,02 %	74,96 %	

Cortante		$\tau \leq f_{v,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3	
V_d (kN)	61,83	61,94	190,53	
τ (MPa)	0,57	0,57	1,77	
$f_{v,d}$ (MPa)	1,68	2,24	2,24	
	33,93 %	25,45 %	79,02 %	

Zona de Vértice - Flexión				
Combinación de cargas	1	2	3	
$\sigma_{m,ap,d}$ (MPa)	2,36	2,40	7,39	
$k_r \sigma_{m,d}$ (MPa)	11,29	15,05	15,05	
	20,90 %	15,94 %	49,09 %	

Zona de Vértice - Tracción				
Combinación de cargas	1	2	3	
$\sigma_{t,90,d}$ (MPa)	0,08	0,08	0,24	
$k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}$ (MPa)	0,24	0,24	0,24	
	31,05 %	31,38 %	96,53 %	

ELU: Inestabilidad

Pandeo en el plano del arco	$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,36	1,47	4,08
$k_{c,y}f_{c,0,d}$ (MPa)	9,42	12,56	12,56
$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	3,33	6,73	10,43
$f_{m,y,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$	43,34 %	55,52 %	100,00 %

Pandeo perpendicular al plano del arco	$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,36	1,47	4,08
$k_{c,z}f_{c,0,d}$ (MPa)	11,14	14,85	14,85
$\sigma_{m,z,d}$ (MPa)	3,33	3,39	10,43
$f_{m,z,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$	41,11 %	31,97 %	95,38 %

ELU: Verificación de Resistencia - Segundo Orden, carga simétrica

Compresión - Segundo Orden	$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3
N_d (kN)	222,53	242,69	665,82
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,38	1,50	4,11
$f_{c,0,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
	11,98 %	9,77 %	26,76 %

Flexión - Segundo Orden	$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	88,03	88,45	272,32
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,10	3,12	9,62
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
	28,05 %	22,57 %	63,73 %

Flexo-compresión - Segundo Orden	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	88,03	88,45	272,32
N_d (kN)	222,53	242,69	665,82
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,10	3,12	9,62
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,38	1,50	4,11
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$f_{c,0,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	0,27	0,20	0,63
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2$	0,01	0,01	0,07
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$	28,34 %	21,27 %	69,79 %

Cortante - Segundo Orden		$\tau \leq f_{v,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3	
V_d (kN)	59,01	59,20	181,79	
τ (MPa)	0,55	0,55	1,69	
$f_{v,d}$ (MPa)	1,68	2,24	2,24	
	32,74 %	24,55 %	75,45 %	

Zona de Vértice - Flexión (Segundo Orden)				
Combinación de cargas	1	2	3	
$\sigma_{m,ap,d}$ (MPa)	2,20	2,21	6,82	
$k_r \sigma_{m,d}$ (MPa)	11,29	15,05	15,05	
	19,49 %	14,68 %	45,31 %	

Zona de Vértice - Tracción (Segundo Orden)				
Combinación de cargas	1	2	3	
$\sigma_{t,90,d}$ (MPa)	0,07	0,07	0,22	
$k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}$ (MPa)	0,24	0,24	0,24	
	28,92 %	28,92 %	88,90 %	

ELU: Inestabilidad - Análisis de Segundo Orden, deformación inicial carga simétrica				
Pandeo en el plano del arco		$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3	
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,38	1,50	4,11	
$k_{c,y} f_{c,0,d}$ (MPa)	9,42	12,56	12,56	
$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	3,10	3,12	9,62	
$f_{m,y,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36	
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$	41,56 %	32,26 %	100,00 %	

Pandeo perpendicular al plano del arco		$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3	
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,38	1,50	4,11	
$k_{c,z} f_{c,0,d}$ (MPa)	11,14	14,85	14,85	
$\sigma_{m,z,d}$ (MPa)	3,10	3,12	9,62	
$f_{m,z,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36	
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$	39,30 %	30,41 %	90,31 %	

ELU: Verificación de Resistencia - Análisis de Segundo Orden, carga asimétrica				
Compresión - Segundo Orden		$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3	
N_d (kN)	213,08	233,56	549,01	
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,42	1,44	3,39	
$f_{c,0,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36	
	12,33 %	9,38 %	22,07 %	

Flexión - Segundo Orden		$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3	
M_d (kNm)	93,84	94,35	280,03	
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,32	3,32	9,89	
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36	
	29,89 %	23,73 %	65,46 %	

Flexo-compresión - Segundo Orden	$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	1	2	3
M_d (kNm)	93,84	94,35	280,03
N_d (kN)	213,08	233,56	549,01
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,32	3,32	9,89
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,42	1,44	3,39
$f_{m,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$f_{c,0,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	0,29	0,22	0,64
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2$	0,02	0,01	0,05
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$	30,34 %	22,49 %	69,26 %

Cortante - Segundo Orden		$\tau \leq f_{v,d}$		
Combinación de cargas	1	2	3	
V_d (kN)	51,00	51,2	135,42	
τ (MPa)	0,47	0,47	1,26	
$f_{v,d}$ (MPa)	1,68	2,24	2,24	
	27.98 %	20.98 %	56.25 %	

Zona de Vértice - Flexión (Segundo Orden)			
Combinación de cargas	1	2	3
$\sigma_{m,ap,d}$ (MPa)	2,35	2,35	7,01
$k_r \sigma_{m,d}$ (MPa)	11,30	15,07	15,07
	20,80 %	15,59 %	46,52 %

Zona de Vértice - Tracción (Segundo Orden)			
Combinación de cargas	1	2	3
$\sigma_{t,90,d}$ (MPa)	0,08	0,08	0,22
$k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}$ (MPa)	0,24	0,24	0,24
	30,72 %	30,72 %	91,51 %

ELU: Inestabilidad - Análisis de Segundo Orden, deformación inicial carga asimétrica

Pandeo en el plano del arco $\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,42	1,44	3,39
$k_{c,y}f_{c,0,d}$ (MPa)	9,42	12,56	12,56
$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	3,32	3,32	9,89
$f_{m,y,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$	43,89 %	33,08 %	91,38 %

Pandeo perpendicular al plano del arco $\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$

Combinación de cargas	1	2	3
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,36	1,47	3,39
$k_{c,z}f_{c,0,d}$ (MPa)	11,14	14,85	14,85
$\sigma_{m,z,d}$ (MPa)	3,33	3,39	9,89
$f_{m,z,d}$ (MPa)	11,52	15,36	15,36
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$	41,11 %	31,97 %	87,22 %

ELS: Deformaciones

Deformaciones instantáneas	Gk	Combinación 1	Combinación 2
Combinaciones	CP	CP+P	CP+S
w inst (mm)	2,16	2,04	6,30

w inst = 6,3 mm 18,53 %

Deformaciones diferidas	Gk	Combinación 1	Combinación 2
Combinaciones	CP	CP+P	CP+S
w fin (mm)	3,89	3,67	11,34

w fin = 11,34 mm 23,35 %

Comprobación de Resistencia a Fuego

Ancho eficaz (b_{ef}, fi)	174	mm
Canto eficaz (h_{ef}, fi)	994	mm
Área eficaz	172.956	mm ²
Módulo resistente (W_{fi})	28.653.044	mm ³
Inercia (I_{fi})	14.240.562.868	mm ⁴

ELU: Verificación de Resistencia - Situación Fuego**Compresión - Situación Fuego**

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

Combinación de cargas	4	5	6
N_d (kN)	163,93	163,97	312,00
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,42	1,42	2,69
$f_{c,0,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
	5,14 %	5,14 %	9,75 %

Flexión - Situación Fuego

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$$

Combinación de cargas	4	5	6
M_d (kNm)	69,91	69,19	133,93
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,65	3,65	6,98
$f_{m,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
	14,66 %	16,12 %	27,53 %

Flexo-compresión - Situación Fuego

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$$

Combinación de cargas	4	5	6
M_d (kNm)	69,91	69,19	133,93
N_d (kN)	163,93	163,97	312,00
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	3,65	3,65	6,98
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,42	1,42	2,69
$f_{m,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
$f_{c,0,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	0,13	0,13	0,25
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2$	0,00	0,00	0,01
$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,d}/f_{m,d} \leq 1$	13,49 %	13,49 %	26,24 %

Cortante - Situación Fuego

$$\tau \leq f_{v,d}$$

Combinación de cargas	4	5	6
V_d (kN)	45,43	45,51	87,98
τ (MPa)	0,58	0,58	1,14
$f_{v,d}$ (MPa)	4,03	4,03	4,03
	14,39 %	14,39 %	28,29 %

Zona de Vértice - Flexión - Situación Fuego

Combinación de cargas	4	5	6
$\sigma_{m,ap,d}$ (MPa)	2,57	2,57	4,93
$k_r \sigma_{m,d}$ (MPa)	27,05	27,05	27,05
	9,50 %	9,50 %	18,23 %

Zona de Vértice - Tracción - Situación Fuego

Combinación de cargas	4	5	6
$\sigma_{t,90,d}$ (MPa)	0,08	0,08	0,15
$k_{dis}k_{vol}f_{t,90,d}$ (MPa)	0,26	0,26	0,26
	29,79 %	29,79 %	57,04 %

ELU: Inestabilidad - Situación Fuego

Pandeo en el plano del arco	$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	4	5	6
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,42	1,42	2,69
$k_{c,y}f_{c,0,d}$ (MPa)	21,45	21,45	21,45
$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	3,65	3,65	6,98
$f_{m,y,d}$ (MPa)	27,60	27,60	27,60
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} \leq 1$	19,84 %	19,84 %	37,83 %

Pandeo perpendicular al plano del arco	$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$		
Combinación de cargas	4	5	6
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,42	1,42	2,69
$k_{c,z}f_{c,0,d}$ (MPa)	26,52	26,52	26,52
$\sigma_{m,z,d}$ (MPa)	3,65	3,65	6,98
$f_{m,z,d}$ (MPa)	45,43	45,51	87,98
$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z}f_{c,0,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} \leq 1$	13,39 %	13,37 %	18,08 %

21. Anexo I: Presupuestos

21.1. Madera

Página 1 de 7



Cliente Alvaro Contreres	Data 19/12/2019
Arquitetura	Orçamento 1768
E-mail contreresalvaro@gmail.com	Revisão 0
Telefone	
Local da obra Montevideo	
M2 de obra	
Espécie Pinus autoclavado	

Prezado(a) Sr(a)

Alvaro Contreres

Quem trabalha com madeira, se apaixonava. É nossa satisfação, ver os sonhos dos nossos clientes saírem do papel e serem construídos com este material tão fascinante. A madeira é e sempre será um símbolo da modernidade e o futuro está no caminho dos materiais renováveis, que não exigem energia artificial para sua produção: o sol faz todo o trabalho.

A Rewood junto à engenharia, arquitetura e ao design, fazem com que o resultado final da estrutura em madeira seja sempre impecável e indiscutível. Essa corrente é que vai determinar realmente a tecnologia e o uso do produto engeheirado de madeira em todo seu potencial. Levamos também muito a sério o compromisso de responsabilidade para com as futuras gerações, utilizando assim madeiras provenientes de recursos interiramente renováveis. Trabalhamos junto a ela com todas as suas imperfeições como um ser humano, um material imperfeito, porém apaixonante e fascinante. Assim como é a vida.

Unidades	Base (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
160	120	400	6940
7	650	230	16605
28	180	240	4660
28	180	240	3835
28	180	240	3170
28	180	240	2620
28	180	240	2155
28	180	240	1760
28	180	240	1550
28	180	240	1159
28	180	240	935
28	180	240	755
28	180	240	615
28	180	240	530
28	180	240	475
14	1050	230	10000

Visite a nossa pagina:

www.rewood.com.br

Apresentacao da nossa empresa e alguns trabalhos realizados:

<http://www.rewood.com.br/wp-content/uploads/2018/08/apresentacao-rewood.pdf>



Cliente Alvaro Contreres	Data 19/12/2019
Arquitetura	Orçamento 1768
E-mail contreresalvaro@gmail.com	Revisão 0

1. PROJETO ESTRUTURAL

Concepção do projeto básico

Dimensionamento da estrutura principal conforme normas brasileiras

Definição das seções dos elementos componentes da estrutura;

Especificação e detalhamento dos elementos de ligação e contraventamento;

Plantas com geometria, seções e demais detalhes necessários à execução da estrutura.

Máximo duas revisões, revisões extras serão cobradas por hora trabalhada.

Valor	Não solicita
--------------	---------------------

2. VIGAMENTO MLC

ESPECIFICAÇÃO: Madeira Laminada Colada (MLC) - cola PU estrutural monocomponente; S4S (plainado 4 faces), cantos retos;

ESPÉCIE: Pinus autoclavado

UMIDADE: Seco em estufa com umidade de referência entre 10 a 14%

GARANTIA: 30 anos estruturais; 50 anos contra ataque de cupins

Valor	R\$	1.070.510,70
--------------	------------	---------------------

3. CONEXÕES METÁLICAS

Conexões especiais em aço galvanizado à fogo desenvolvidas em nosso projeto;

Conexões padrão reconhecidas por fornecedores nacionais e internacionais;

Parafusos estruturais de linha italiana Rothoblaas para madeira laminada colada;

Valor	Não solicita
--------------	---------------------

4. ADITIVOS

Materiais adicionais para execução de escopo completo

Item	Descrição	Observação	Quantidade
1			

Valor	Não solicita
--------------	---------------------



Cliente Alvaro Contreres	Data 19/12/2019
Arquitetura	Orçamento 1768
E-mail contreresalvaro@gmail.com	Revisão 0

5. FRETE

Referente ao frete, com permanência máxima de 5hrs no local.

(verificar condições para o descarregamento).

Em casos de vias com restrição de acesso a descarga deverá ser feita de segunda a sexta-feira entre as 23 horas e 05 horas, ou aos sábados até as 09 horas. Devendo sempre seguir a legislação de trânsito local.

Importante: O valor do frete será reajustado caso o local de entrega tenha restrições como aclive, declive, via sem pavimentação, curvas acentuadas, pontes, balsas, vias com restrição e local de descarga de difícil acesso.

Caso o cliente opte por frete FOB (por conta do destinatário), o mesmo deve seguir as orientações da Rewood ao contratar o transporte. O veículo em hipótese alguma deve conter materiais que seja necessário movimentação para efetuar o carregamento e/ou materiais que dificultem o acondicionamento da carga de maneira correta

Obs: Descarregamento somente incluso com fechamento de montagem, caso contrário o descarregamento será por conta do cliente.

Valor	R\$	221.052,63
--------------	------------	-------------------

6. MONTAGEM

Incluso:

Montagem da estrutura conforme projeto executivo de equipe especializada
 Visitas Técnicas de equipe de engenharia para acompanhamento da estrutura
 Recolhimento ART
 Usinagem de material em fábrica
 Aplicação de borracha líquida impermeabilizante seladora de topo e cortes
 Descarregamento do material em obra
 Ferramentas para trabalho de equipe
 EPI para montagem
 Aluguel de andaimes
 Escoramentos

Não Incluso:

Elétrica, hidráulica, alvenaria, fundações e outras obras civis
 Calhas, rufos e suas instalações
 Caixilhos e suas instalações
 Vidros, coberturas de vidro e suas instalações
 Serviços de impermeabilização
 Fornecimento de ponto de energia
 Guindaste e Muncks

Valor montagem	Não solicita
Valor hospedagem, deslocamento, alimentação	Não solicita



Cliente Alvaro Contreres	Data 19/12/2019
Arquitetura	Orçamento 1768
E-mail contreresalvaro@gmail.com	Revisão 0

7. ACABAMENTO

Acabamento em pintura Stain fungicida/cupinicida hidrorrepelente;
Materiais para execução de acabamento (lixas, rolos, pincéis);
Uma demão em fábrica e duas demãos após acabamento em obra (acabamento final incluso);
Cor à escolha do cliente do catálogo de cores Rewood;

Valor	R\$	7.081,58
--------------	------------	-----------------

8. RESUMO DO ORÇAMENTO

Item	Descrição	Valor	Percentual
1	PROJETO ESTRUTURAL	R\$ -	0,0%
2	VIGAMENTO MLC	R\$ 1.070.510,70	82,4%
3	CONEXÕES METÁLICAS	R\$ -	0,0%
4	ADITIVOS	R\$ -	0,0%
5	FRETE	R\$ 221.052,63	17,0%
6	MONTAGEM	R\$ -	0,0%
7	ACABAMENTO	R\$ 7.081,58	0,5%
Valor Final		R\$ 1.298.644,91	100%
Valor/m2		R\$ -	

9. CRONOGRAMA DE FORNECIMENTO DE MATERIAIS E SERVIÇOS / FORMA DE PAGAMENTO:

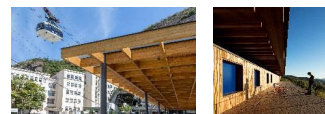
Item	Descrição do evento	Valor	Percentual
1	Fechamento do Pedido	R\$ 645.781,66	50%
2	Início de produção]	R\$ 322.890,83	25%
3	Entrega do Material	R\$ 322.890,83	25%
Valor Final		R\$ 1.298.644,91	100%

10. PRAZOS:

Data de Validade do Orçamento: 03/01/2020
Entrega do Material: À combinar dias após aprovação do projeto executivo

11. NOSSOS CLIENTES:

Rua Paulino Nunes 127 | Taboão da Serra SP | www.rewood.com.br | contato@rewood.com.br | 11 4787 3366



Cliente Alvaro Contreres	Data 19/12/2019
Arquitetura	Orçamento 1768
E-mail contreresalvaro@gmail.com	Revisão 0

Arquitetura:



Construtoras:



Cientes:



12. CONDIÇÕES GERAIS:

Rua Paulino Nunes 127 | Taboão da Serra SP | www.rewood.com.br | contato@rewood.com.br | 11 4787 3366



Ciente	Alvaro Contreres	Data	19/12/2019
Arquitetura		Orçamento	1768
E-mail	contreresalvaro@gmail.com	Revisão	0

Os prazos mencionados na ordem de compra começam a contar a partir da data do recebimento efetivo, pela REWOOD, do valor correspondente ao sinal. Caso a obra não esteja apta a receber o material no prazo previsto, nos responsabilizamos pelo armazenamento em nossas dependências sem custo adicional no período máximo de 30 dias. Porém caberá ao cliente quitar a parcela referente a entrega do produto. Após este período a REWOOD poderá cobrar uma taxa de armazenamento de 1% do valor do contrato ao mês.

13. SOBRE O PRODUTO e MANUTENÇÃO:

1. Por se tratar de um material naturalmente permeável, poderão ocorrer em alguns pontos localizados, pequenas fissuras entre as lamelas ou nas próprias lamelas, que não comprometem a estrutura;
2. No aparecimento de fissuras é recomendado realizar uma manutenção localizada, calafetando e reaplicando o mesmo produto de tratamento de superfície (stain) escolhido inicialmente, para minimizar a diferença de coloração;
3. Por se tratar de um material natural, a madeira estará sujeita a uma maior ou menor variação da coloração conforme a exposição a intempéries;
4. Após a finalização da instalação, recomendamos que no período aproximado de 9 a 12 meses seja feita a manutenção por completo para manter o padrão estético. Esta manutenção é composta por: lixamento para remoção das partículas soltas (lixa fina para madeira), calafetação (masseamento das possíveis fissuras), Lixamento novamente para o nivelamento da massa de calafetação e a aplicação de duas demãos de Stain (ou qualquer outro produto com mesmas características), respeitando o tempo de secagem entre uma demão e outra.
5. Recomendamos a toda estrutura em MLC que seja coberta, seja ela com vidro, policarbonato ou outros tipos de telhas para uma melhor conservação da estrutura. Quando isso não é possível, no caso da MLC de eucalipto, é de extrema importância o uso de rufos na parte superior das vigas que compõem a estrutura do pergolado.
6. A Rewood fica autorizada a fotografar e filmar, bem como usar, divulgar e veicular a qualquer momento as imagens do projeto, fabricação, montagem e acabamento dos produtos constantes neste contrato / orçamento em nossas redes sociais (Facebook, Instagram, site, etc) sempre dando crédito à arquitetura.



Cliente Alvaro Contreres	Data 19/12/2019
Arquitetura	Orçamento 1768
E-mail contreresalvaro@gmail.com	Revisão 0

14. ACEITE DE ORÇAMENTO

Assinatura: _____

Nome: _____

CPF/CNPJ: _____

São Paulo, _____ de _____ de 2019

Dr. Carlito Calil Neto
BRA Rewoods Industrial Imp. E Exp. Ltda.
Rua Paulino Nunes, 127
Taboão da Serra – SP
(11) 4787-3366

BRA REWOODS INDUSTRIAL IMP. E EXP. LTDA
Rua Paulino Nunes, 127
Taboão da Serra – SP – CEP 06765-360
CNPJ 13.396.675/0002-24
IE 675.095.565.110

Dados Bancários para depósito:
Banco Bradesco
Ag. 3348
C/C 9900-7
BRA Rewoods Industrial Imp. e Exp. Ltda

21.2. Acero



Montajes Núñez
Estructuras
Metálicas

Montevideo 23/12/2019

Presupuesto n°: 20190636

Señores de: PARTICULAR

Atn : ALVARO CONTRERES

PRESENTE

*De nuestra mayor consideración
Tenemos el agrado de hacer llegar a ustedes la siguiente cotización por los trabajos que se detallan a continuación:*

Ref: PLATINAS Y PERNOS

PLATINAS Y PERNOS

Se cotiza el suministro y fabricación de los siguientes ítems, según gráficos recibidos y siguiente detalle:

- Pernos 8.8 : 190 unidades de Ø1" y 70 mm de largo
- Pernos A36 : 15 Unidades de Ø1 1/2" y 60 mm de largo
- Chapas A36 : 28 chapas "CH1"
28 chapas "CH3"
28 chapas "CH4"

Materiales:

- Plancha de hierro liso 1/2"
- Plancha de hierro liso 3/4"

No incluye:

- Tratamiento de superficie ni terminación

Notas:

- El acero sera A36
- A retirar de nuestra planta

Precio	USD	8.600
--------	-----	-------

Estimado cliente, el presente presupuesto lleva mucho trabajo y dedicación, es por ello que apelamos a su consideración para enviarnos una devolución del mismo.
Gracias

Cont. EEUU 2426 Bis, Cod.Postal 12800, Montevideo, Uruguay.
Tel. (00598) 2312 5819 Fax: (00598) 2315 6502
Mail: info@montajes2002.com / montajes2002@gmail.com
Web: http://www.montajes2002.com

Condiciones generales de venta

Mantenimiento de Oferta: **15 días**

Plazo de Entrega:

A CONVENIR

Forma de Pago : 60% DE ACOPIO, RESTO CONTADO Moneda :

USD (Dolares Americanos)

A ESTOS PRECIOS SE LE DEBE AGREGAR UN 22% DE IVA
NO SE INCLUYEN INTERESES FINANCIEROS

Se despide de ustedes muy atentamente.

por Montajes Nuñez : **NICOLAS DELGADO**



Estimado cliente, el presente presupuesto lleva mucho trabajo y dedicación, es por ello que apelamos a su consideración para enviarnos una devolución del mismo.
Gracias

Cont. EEUU 2426 Bis, Cod.Postal 12800, Montevideo, Uruguay.
Tel. (00598) 2312 5819 Fax: (00598) 2315 6502
Mail: info@montajes2002.com / montajes2002@gmail.com
Web: <http://www.montajes2002.com>

Rotho Blaas GmbH - Srl

Etschweg 2/1 Via dell'Adige
I-39040 Kurtatsch - Cortaccia (BZ)
MwSt. Nr. P.IVA IT01433490214
StNr. - C.F. 01433490214
Tel. +39 0471 81 84 00
Fax. +39 0471 81 84 84

www.rothoblaas.com info@rothoblaas.com

EORI: IT01433490214

Código cliente ITXUY

ROTHO BLAAS SRL GMBH IT
ETSCHWEG2/1 VIA DELL' ADIGE 2/1
UY 39040 KURTATSCH
Tel. +39 0471 818400 Fax +39 0471818484

Destinatario entrega: ITXUY

ALVARO CONTRERES
AVDA. 18 DE JULIO 1968
UY 11000 MONTEVIDEO
Tel. +39 0471 818400 Fax +39 0471818484

Presupuesto de venta N°: 100-OV19014145**Fecha: 09.12.2019***Número de práctica*

Comercial URUGUAY Pereson Juan Pablo
Fecha de creación 09.12.2019
Gestión de oferta / pedido AR ASM Pereson Juan Pablo

Artículo	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Descuento	Valor neto
KOS20500B	*TORNILLO CABEZA HEX.DIN601 20X500 País de origen: CN - Intrastat 73181595	(15)	180,00 PZS	27,10000 EUR	40,00%	2.926,80 EUR
KOS20260B	TORNILLO CABEZA HEX.DIN601 20X260 País de origen: CN - Intrastat 73181595	(10)	400,00 PZS	10,25000 EUR	40,00%	2.460,00 EUR
SPP63125	SPP TORNILLO X SANDWICH MADERA 6,3X125 País de origen: TW - Intrastat 73181491	(100)	500,00 PZS	0,77900 EUR	40,00%	233,70 EUR
ALUMINI2165	SOPORTE ALU MINI SIN AGUJEROS 2165 País de origen: SM - Intrastat 76109090		26,00 PZS	212,00000 EUR	50,00%	2.756,00 EUR
Total						8.376,50 EUR
Total IVA						0,00 EUR
Importe final						8.376,50 EUR

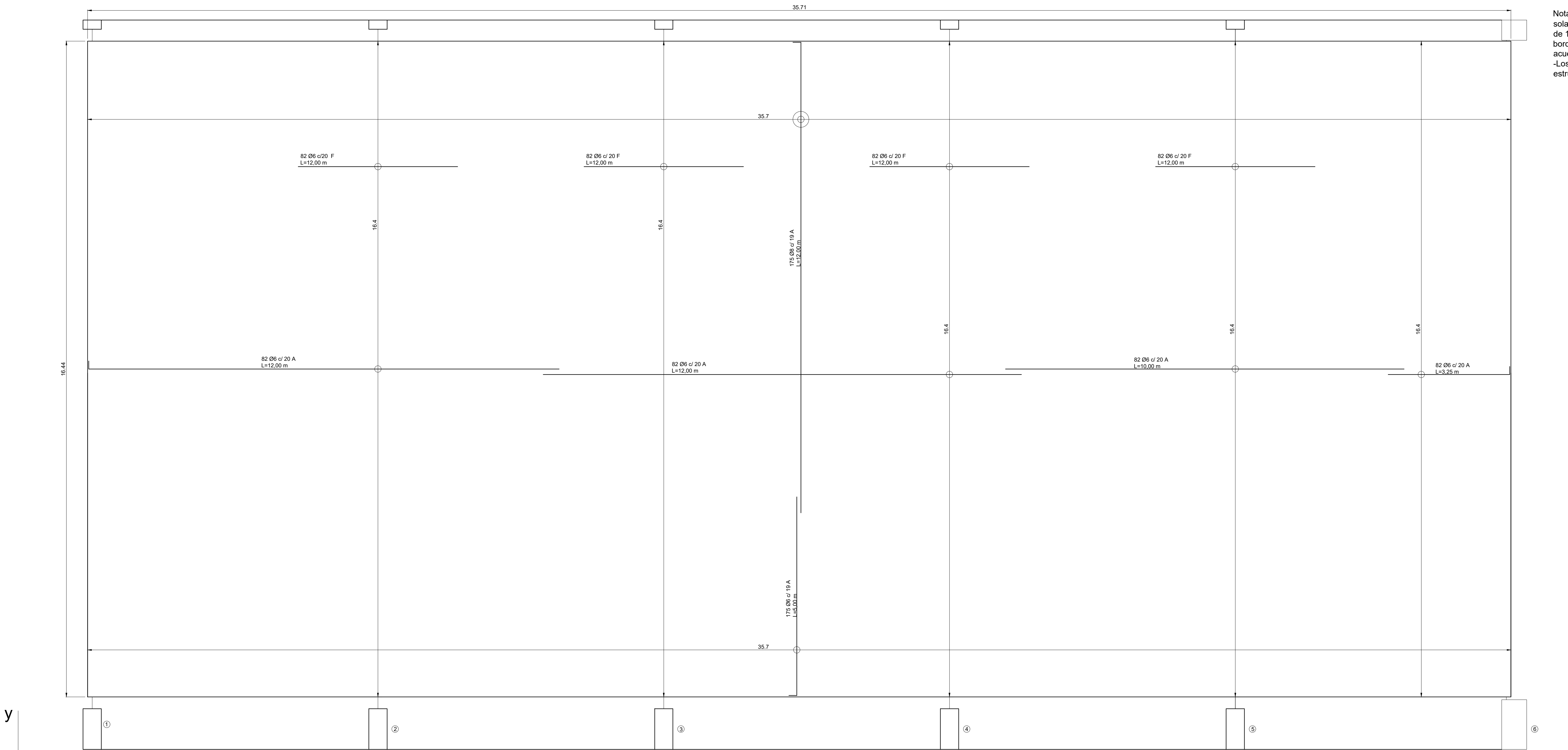
Modalidad de pago TRANSFERENCIA
Condición de pago A RECEPCIÓN DE FACTURA
Condición de envío 003 TRANSPORTISTA
Condición de entrega incoterm 11 DAP - Delivered at Place KURTATSCH
Peso 662,92 KG
Total mercancía (sin IVA) 8.376,50 EUR
Total gastos de transporte 0,00 EUR
Recargo carta de crédito 0,00 EUR
Válido hasta el 06.01.2020

Te invitamos a confirmar por correo a la siguiente email: salesoffice@rothoblaas.com

En espera de su pedido queremos aprovechar esta oportunidad para saludar
Atentamente

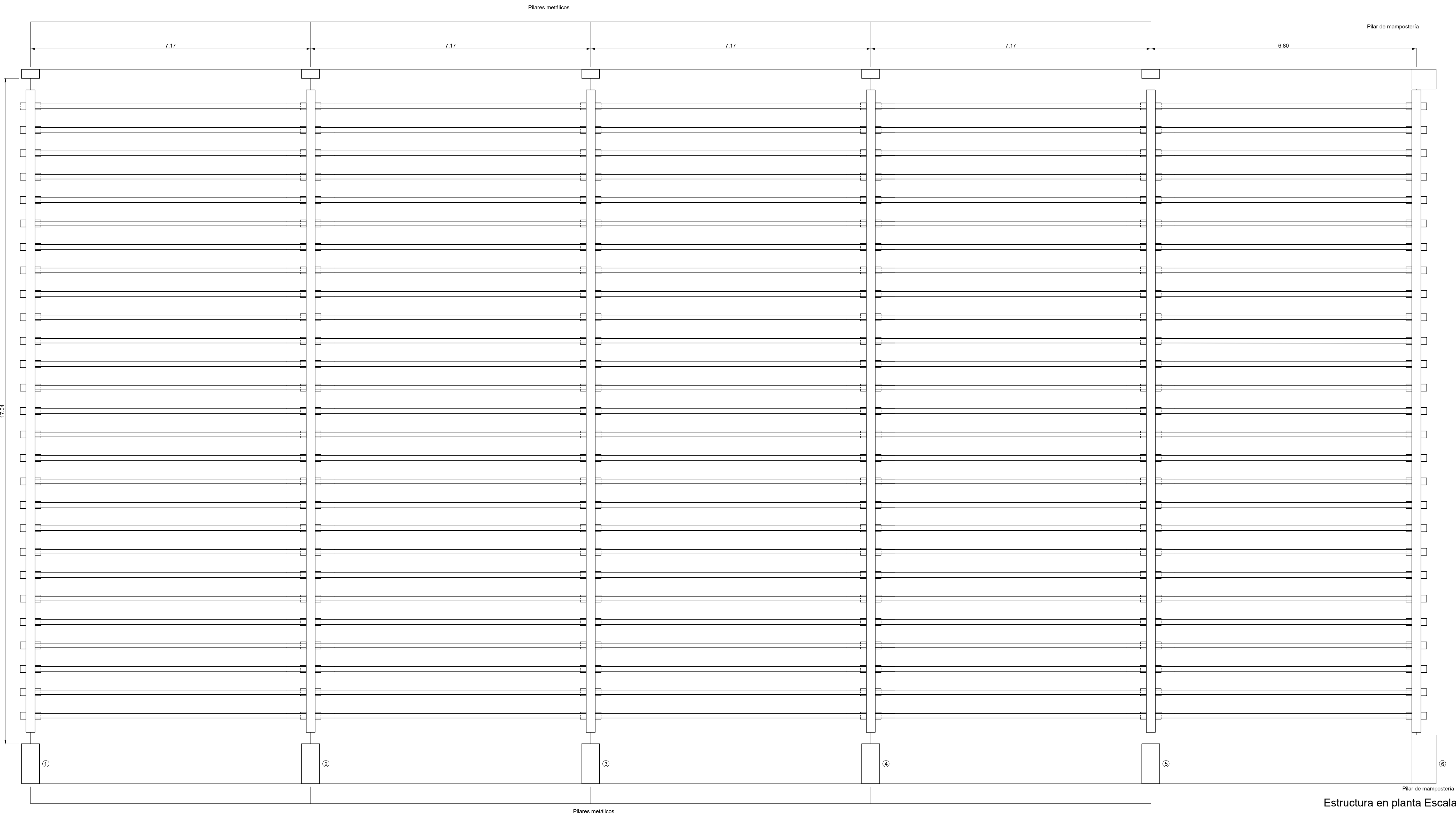


TASAS DEL CONAI DEBIDAMENTE PAGADAS EN TODOS LOS CASOS CONTEMPLADOS EN LA LEY ITALIANA. EN CASO DE RETRASO DE PAGO SE APLICARAN LOS INTERESES DE MORA COMO PREVISTOS POR LA LEY. SE ACEPTAN RECLAMACIONES SOLO DENTRO DE UN PLAZO DE 8 DIAS DESPUES DE LA RECEPCION DE LAS MERCANCIAS. PARA TODAS LAS CONTROVERSIAS SERA COMPETENTE EL TRIBUNAL DE BOLZANO. LA ROTHO BLAAS SE RESERVA LA PROPIEDAD DE LAS MERCANCIAS HASTA EL PAGO TOTAL DE LAS MISMAS.

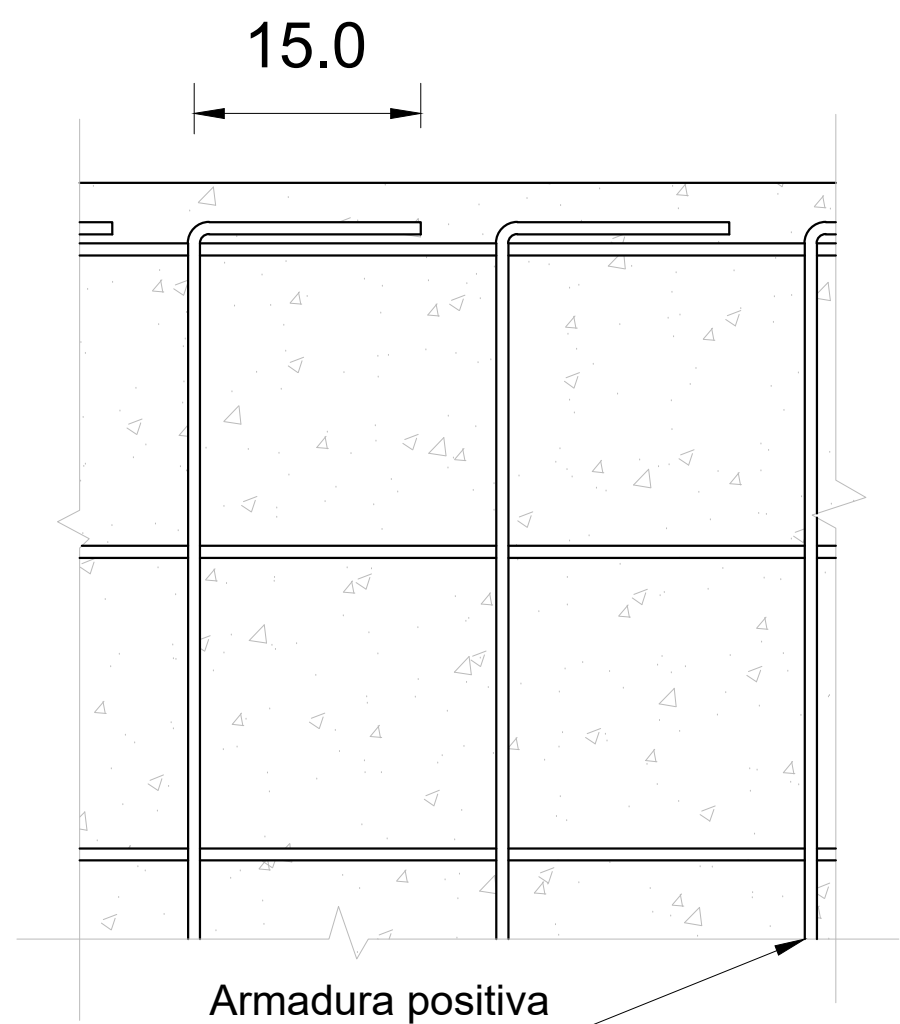


Nota: -La longitud neta de anclaje y de solape para un diámetro de armadura Ø6 es de 15 cm y 40 cm respectivamente. En los bordes de la losa se doblaran los hierros de acuerdo al detalle de anclaje.
-Los pilares metálicos son preexistentes a la estructura diseñada.

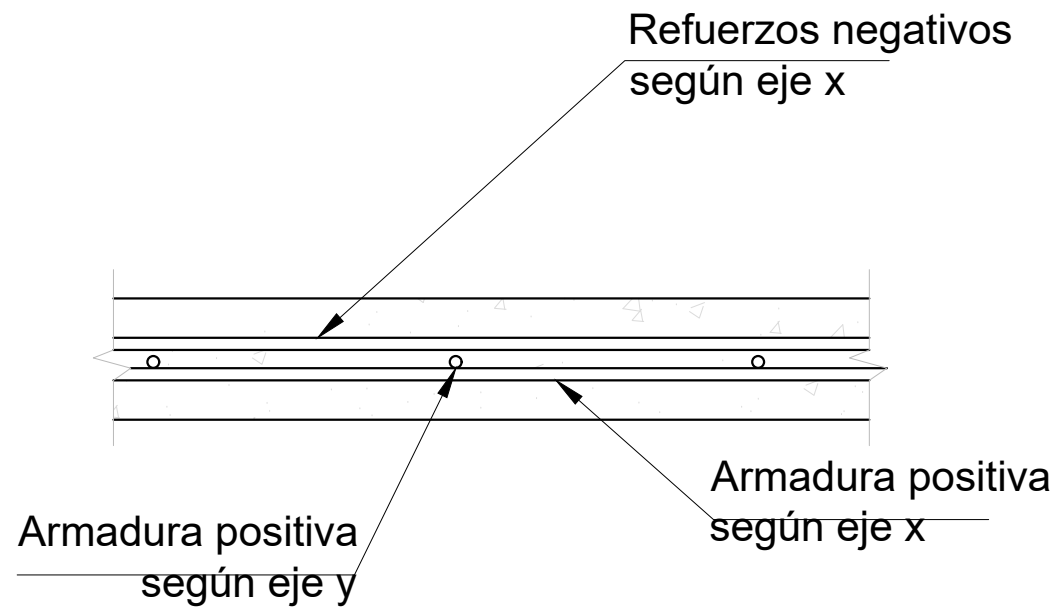
Losa en planta Escala 1:50



Estructura en planta Escala 1:50

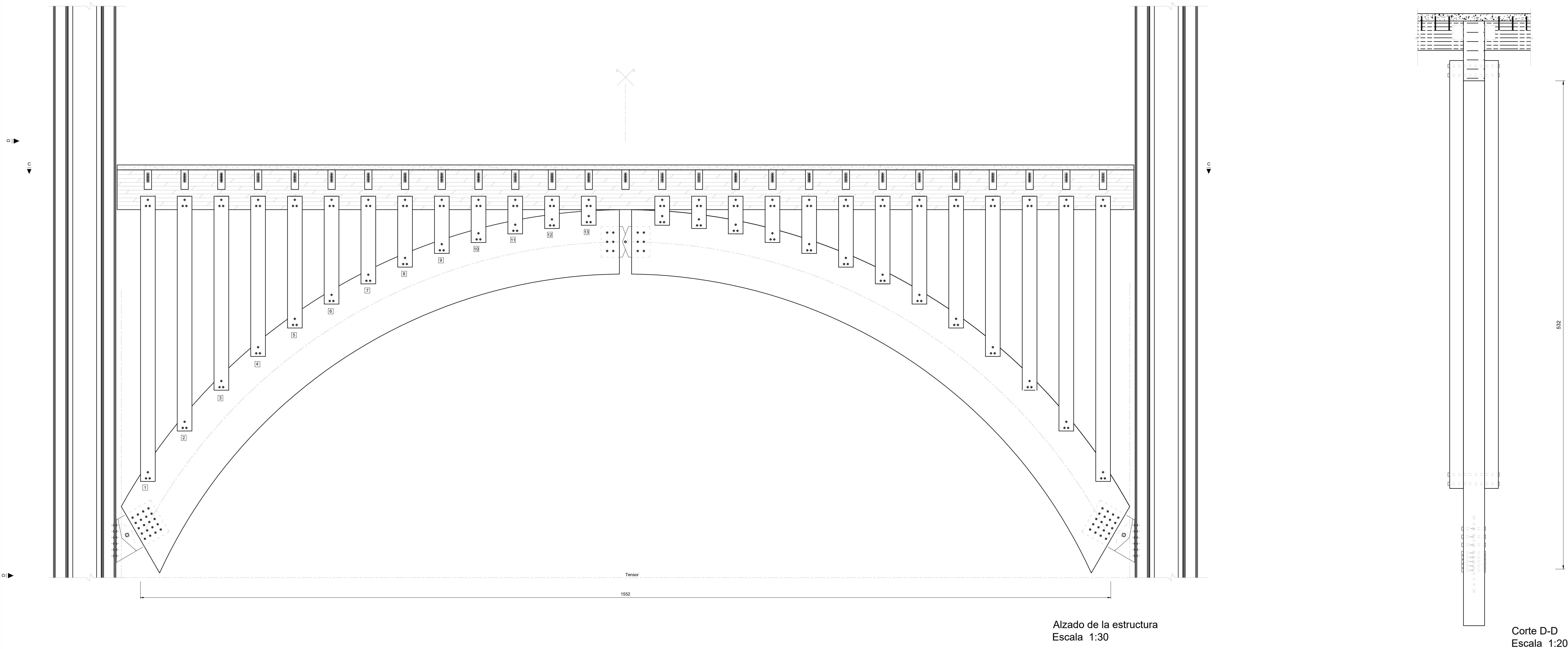


Detalle de Anclaje en planta Escala 1:5



Detalle de armadura de losa Escala 1:5

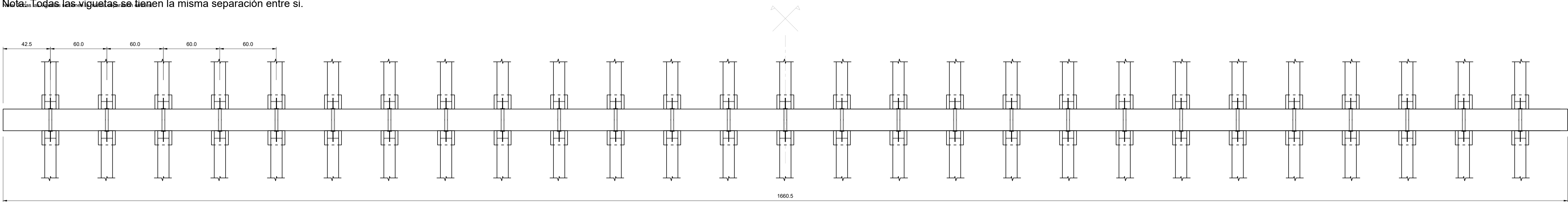
NOTAS GENERALES	
Protección contra fuego	
-Las uniones entre viguetas-vigas, montante-viga, montante-arco se encuentran protegidas por diseño. -Las placas de los apoyos del arco y de la articulación del vértice se deben proteger con pintura intumescente PROMAPAIN SC3 o similar.	
Clase de Servicio y tratamientos protectores	
-La estructura tendrá una clase de servicio tipo I. Todos los elementos deberán recibir un tratamiento superficial con un producto insecticida y fungicida.	
Materiales	
-Madera laminada encolada del arco, viguetas, vigas y montantes clase resistente GL 24 de acuerdo a UNE-EN 1995. -Losa de hormigón HA-25 según EHE-08. -Armadura de losa Ø8 fyk=5000 kg/cm2 -Conector de corte acero conformado Ø12 fyk=5000 kg/cm2 -Placas de acero de la articulación del apoyo, del vértice y acero del pilar A36 según ASTM. -Pernos que unen placas a la madera al arco KOS Ø20 de Rothoblaas o similar. -Pernos de las articulaciones, y pernos que unen la articulación al pilar son de calidad 8.8 según UNE-EN ISO 898-1:2015.	
Secciones de piezas de madera	
Arco	230 x 1050 mm
Viga	230 x 650 mm
Vigueta	120 x 320 mm
Montantes	180 x 240 mm
Las dimensiones de la planta estan en metros, los detalles y cortes en centímetros	
Facultad de Ingeniería - UDELAR Proyecto de Innovación e Investigación para Ingeniería Estructural Curso 2018	
Plano: Planta, de armadura de losa y de estructura de madera, de gimnasio polideportivo de "La Muralla".	
Alumnos: Alejo Carreros Magdalena Durán	Docentes: Gabriel Domínguez Vanesa Saffo
Fecha: 27/2/2020	Revisión: 2
Escalas: Varios	
Límite: PE-01	



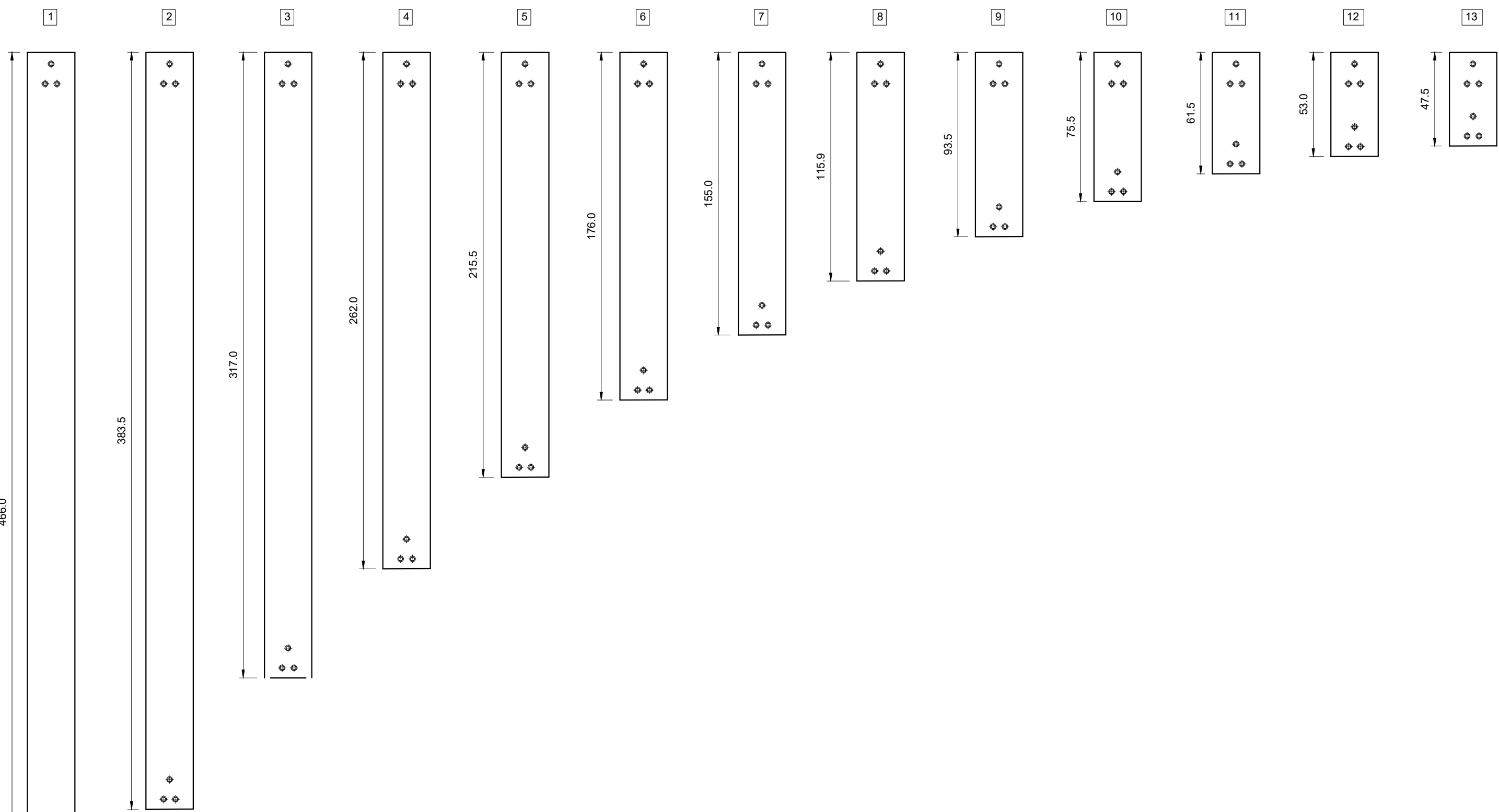
Alzado de la estructura
Escala 1:30

Corte D-D
Escala 1:20

Nota: Todas las viguetas se tienen la misma separación entre si.

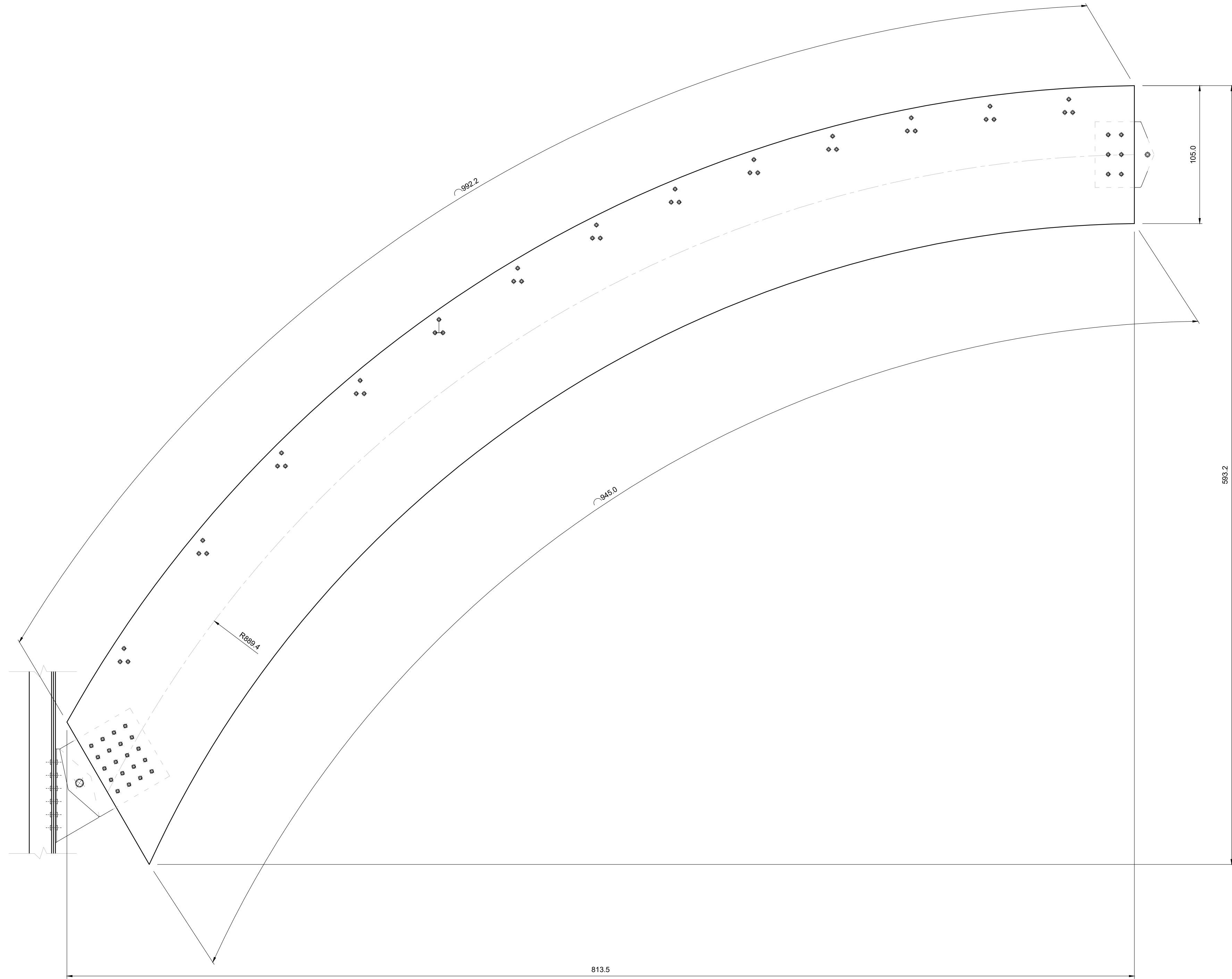


Corte C-C
Escala 1:20

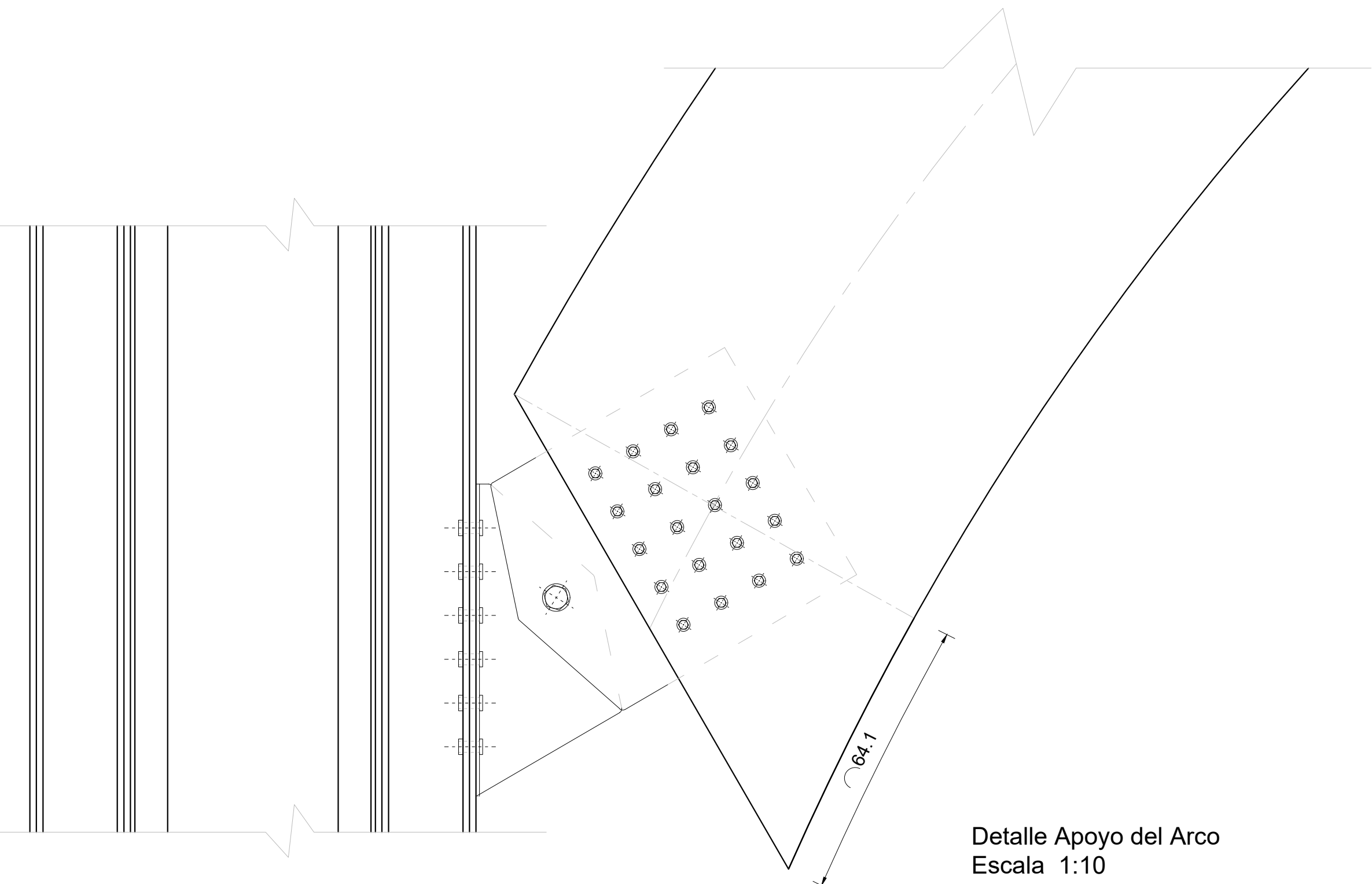


Detalle de Montantes
Escala 1:20

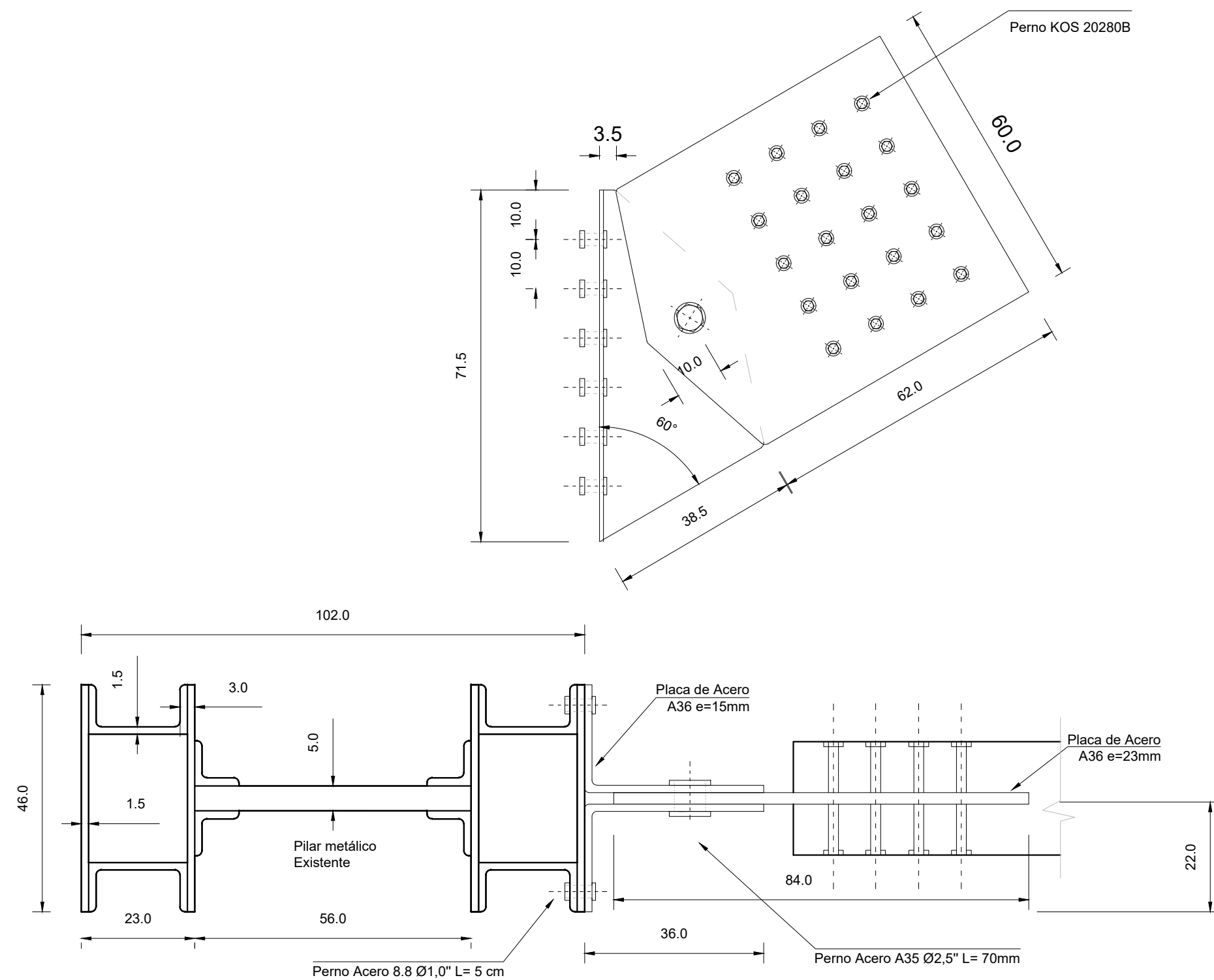
NOTAS GENERALES		
Protección contra fuego		
-Las uniones entre viguetas-vigas, montante-viga, montante-arco se encuentran protegidas por diseño. -Las placas de los apoyos del arco y de la articulación del vértice se deben proteger con pintura intumescente PROMAPAINTE SC3 o similar.		
Clase de Servicio y tratamientos protectores		
-La estructura tendrá una clase de servicio tipo I. Todos los elementos deberán recibir un tratamiento superficial con un producto insecticida y fungicida.		
Materiales		
-Madera laminada encolada del arco, viguetas, vigas y montantes clase resistente GL 24 de acuerdo a UNE-EN 1995. -Losa de hormigón HA-25 según EHE-08. -Armadura de losa Ø8 fyk=5000 kg/cm2 -Conector de corte acero conformado Ø12 fyk=5000 kg/cm2 -Placas de acero de la articulación del apoyo, del vértice y acero del pilar A36 según ASTM. -Pernos que unen placas a la madera al arco KOS Ø20 de Rothoblaas o similar. -Pernos de las articulaciones, y pernos que unen la articulación al pilar son de calidad 8.8 según UNE-EN ISO 898-1:2015.		
Secciones de piezas de madera		
Arco	230 x 1050 mm	Las dimensiones de la planta están en metros, los detalles y cortes en centímetros
Viga	230 x 650 mm	
Vigueta	120 x 320 mm	
Montantes	180 x 240 mm	
Facultad de Ingeniería - UDELAR Proyecto de Innovación e Investigación para Ingeniería Estructural Curso 2018		
Plano: Planta, cortes verticales y detalles de gimnasio polideportivo de "La Muralla"		
Autor: Nicolás Carrasco Magdalena Quiroga	Diseño: Gabriel Domínguez Valeria Sola	Límite: PE-02
Fecha: 27/2/2020	Revisión: 2	Escala: Varios



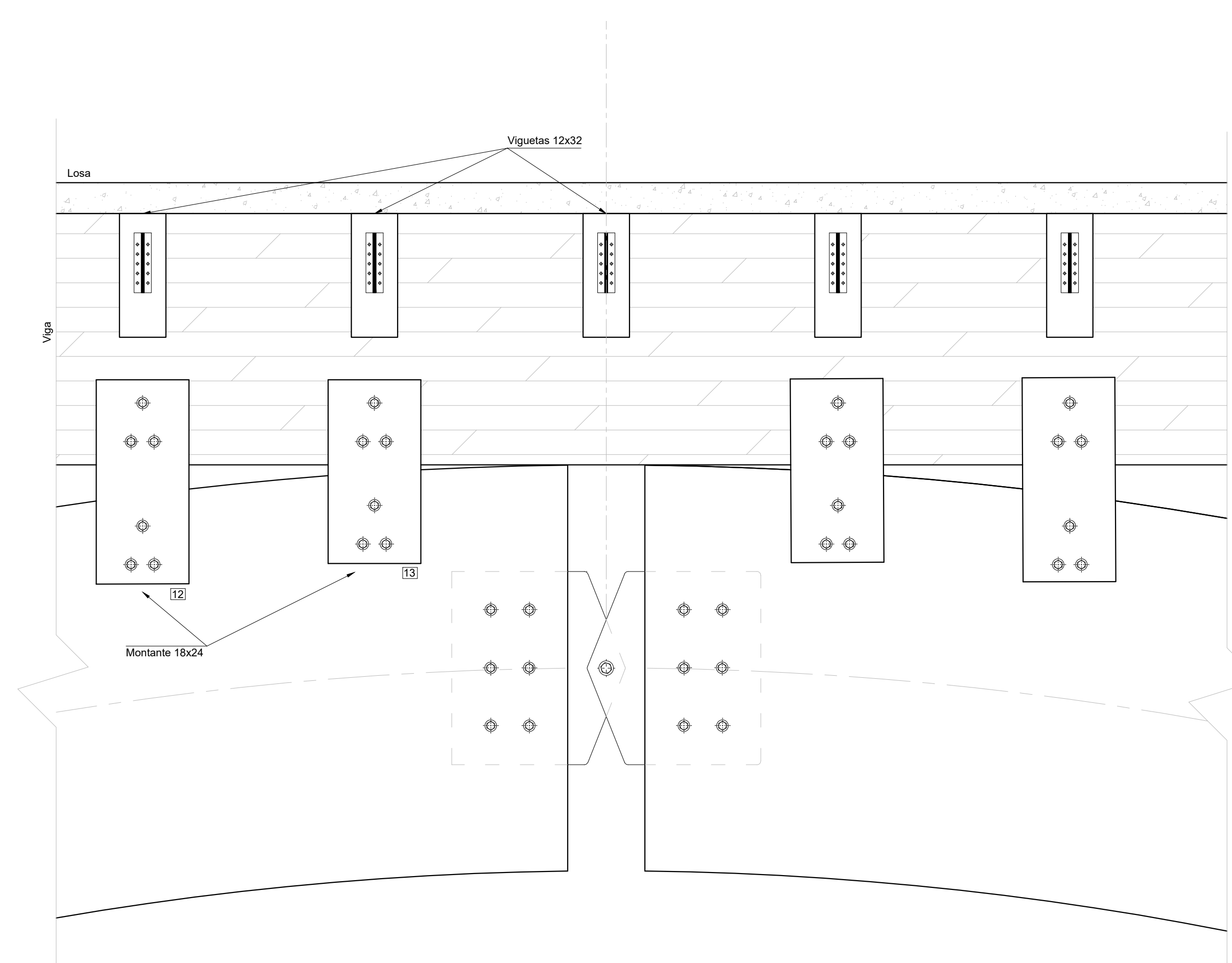
Detalle de Montantes
Escala 1:20



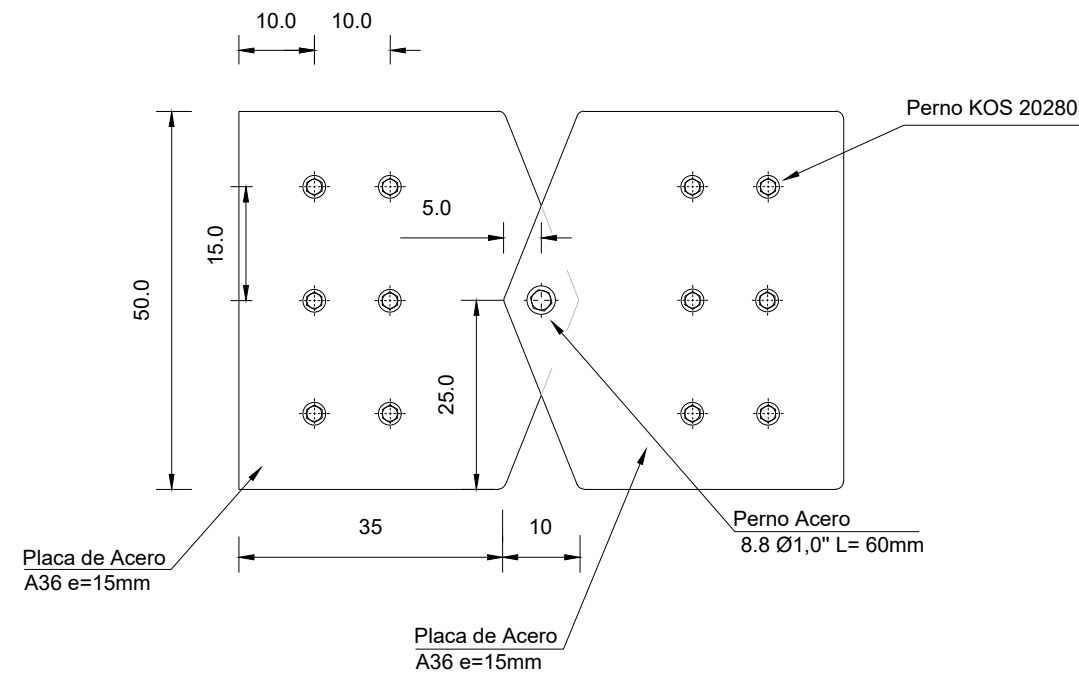
Detalle Apoyo del Arco
Escala 1:10



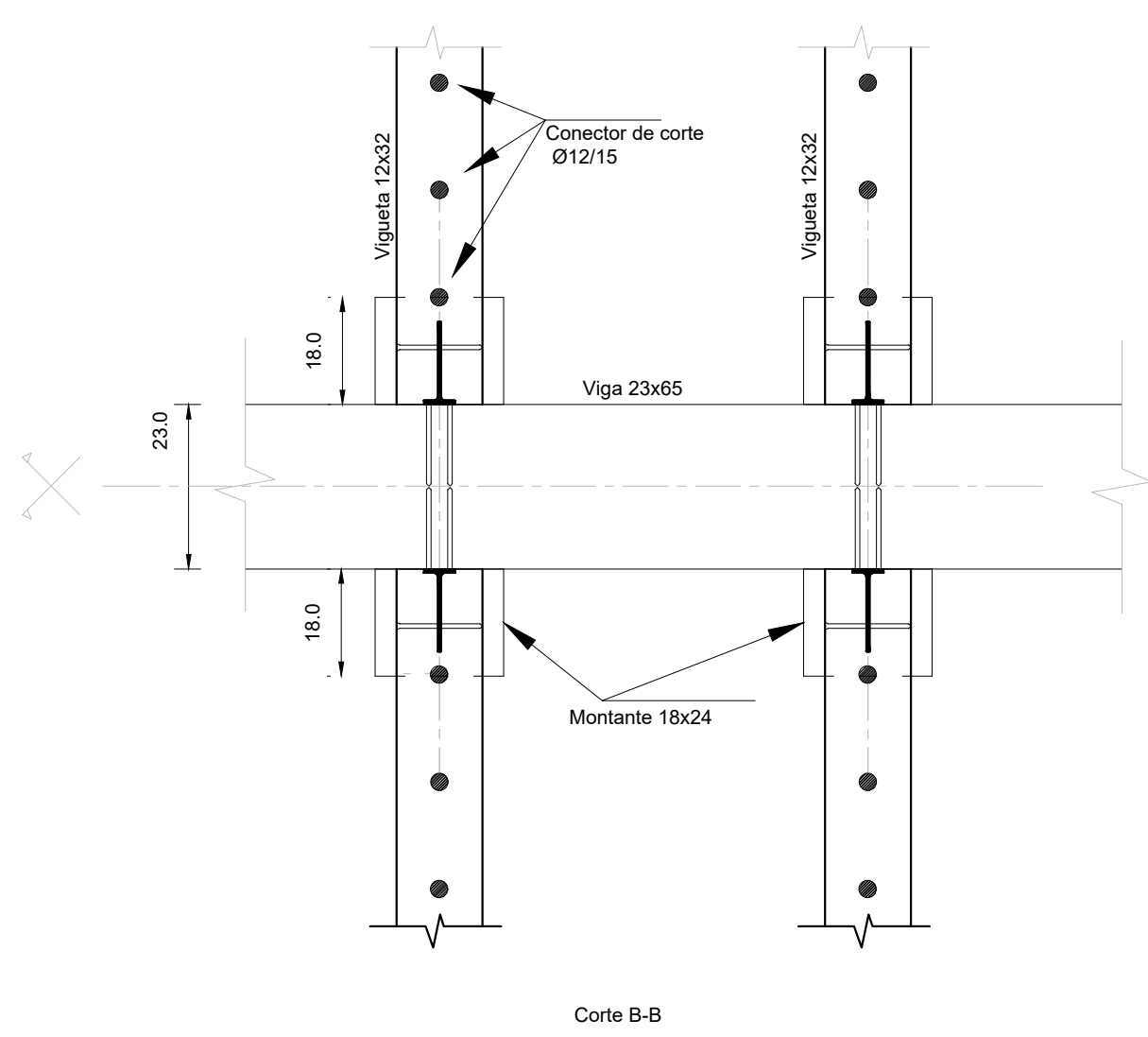
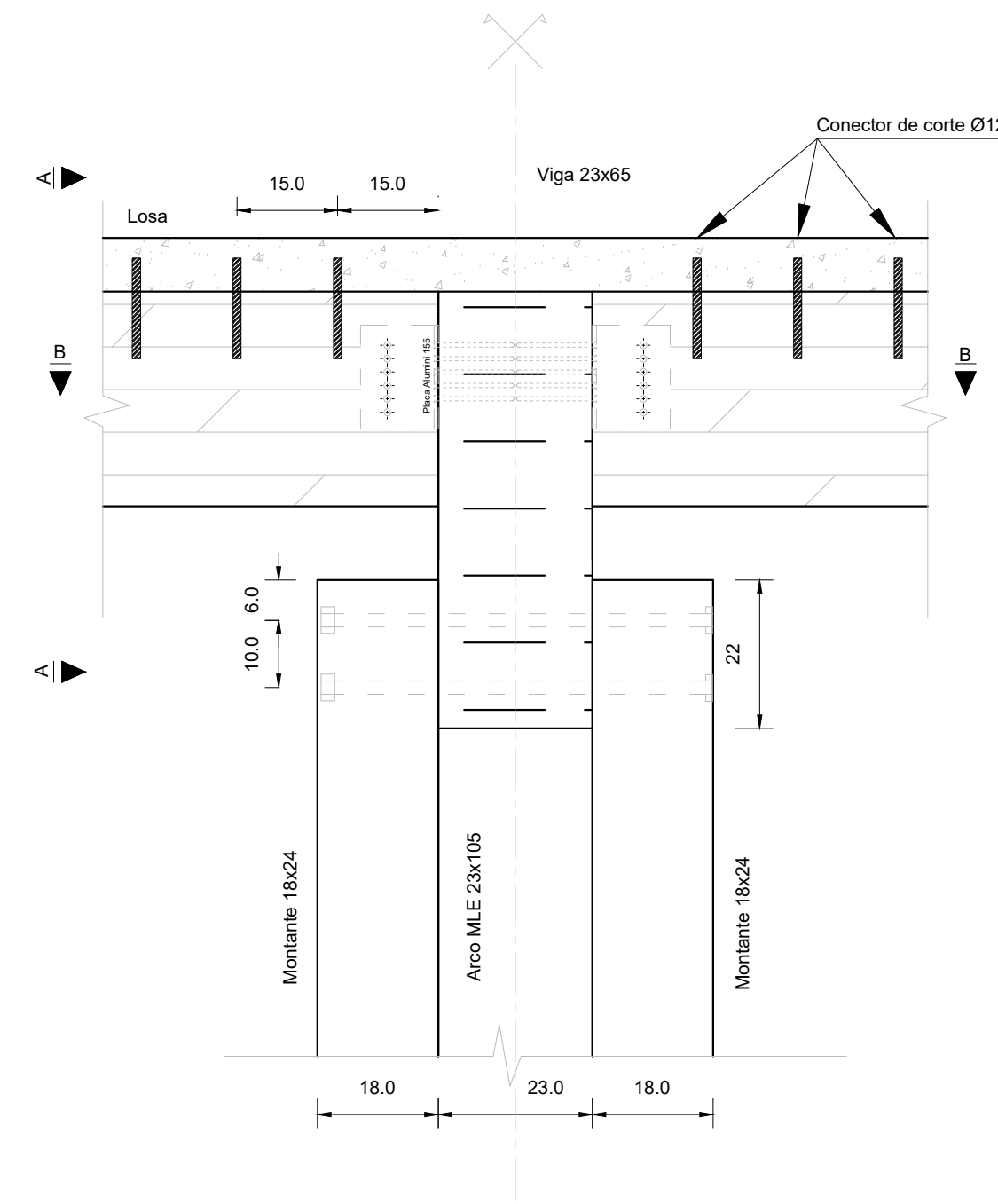
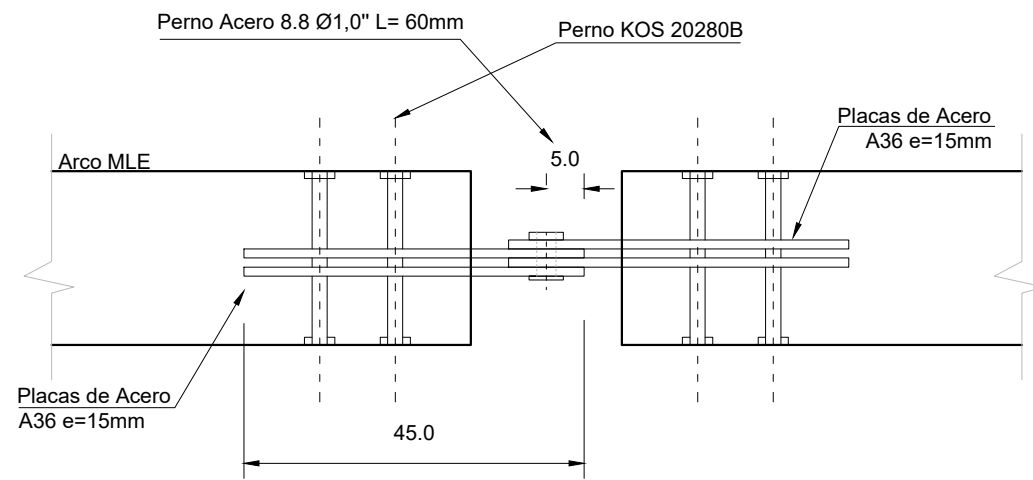
Detalle Herrajes de apoyo
Escala 1:10



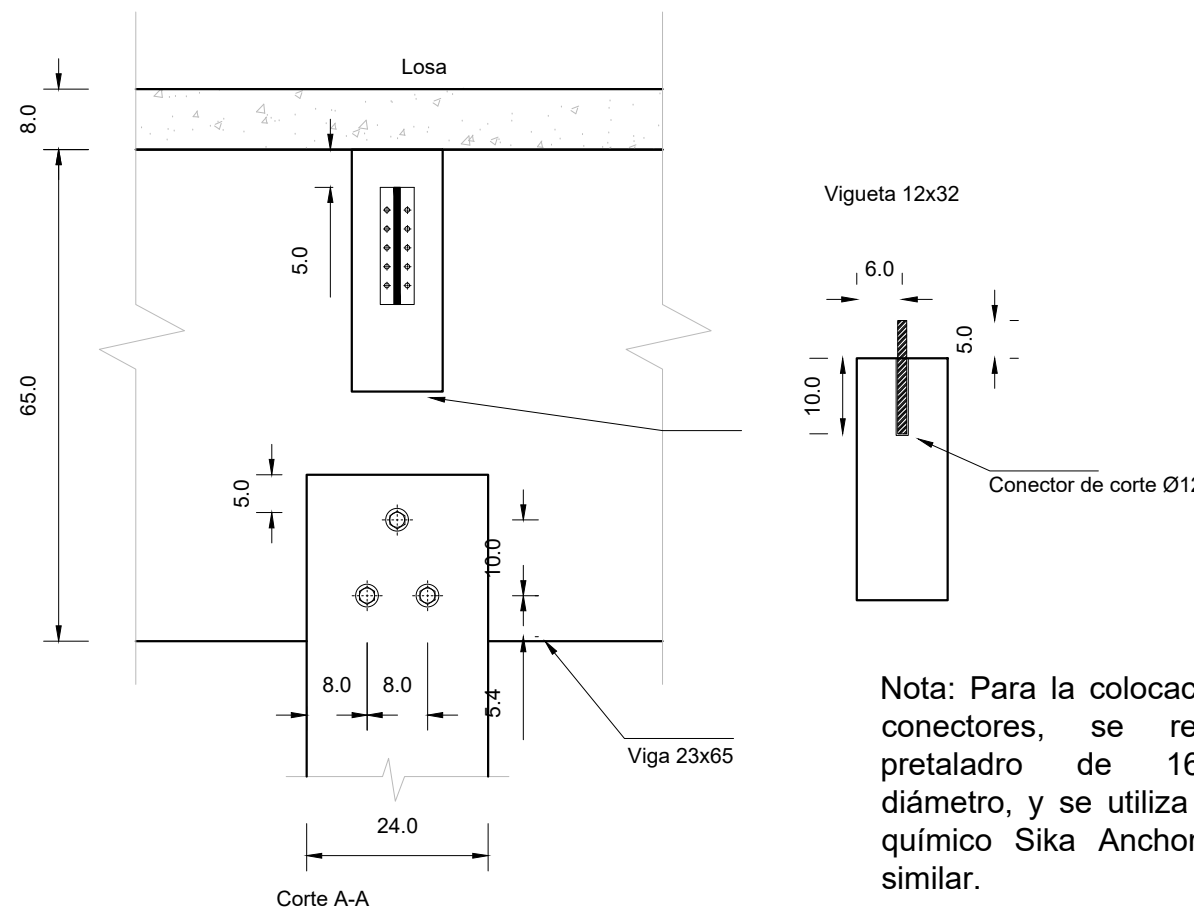
Detalle Vértice del arco
Escala 1:10



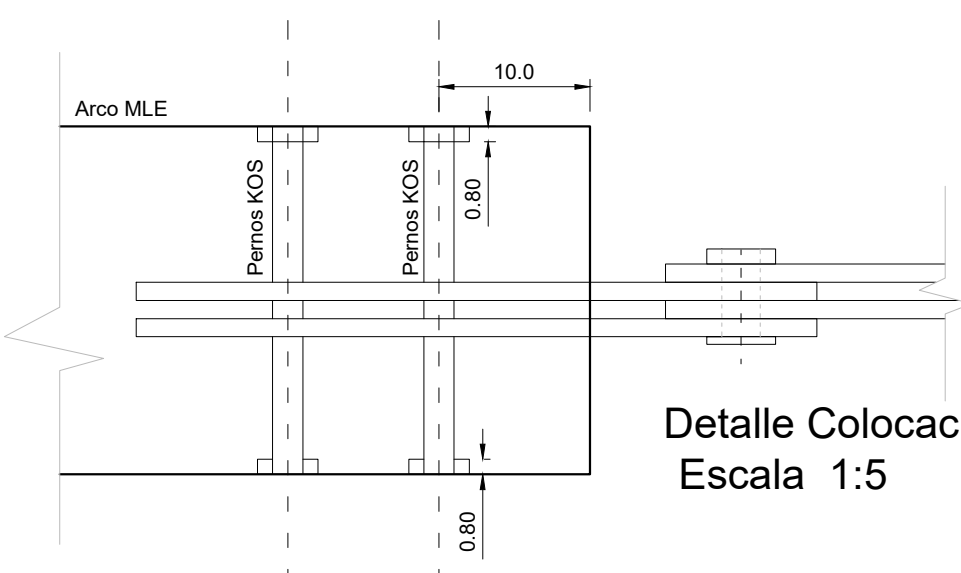
Detalle Herrajes de vértice
Escala 1:10



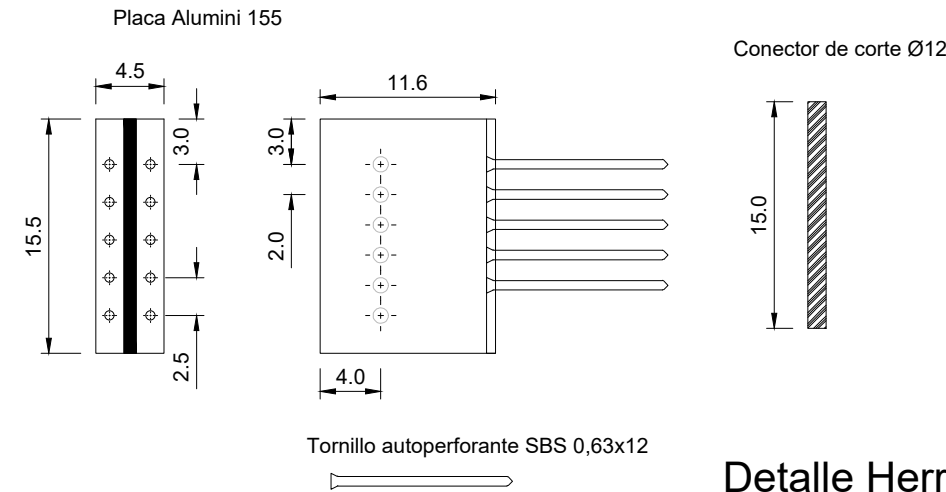
Detalle Unión Viga-Viguetas.
Escala 1:10



Nota: Los Pernos KOS que se utilizan para unir los herrajes y los montantes al arco deben estar al menos 8mm dentro de la madera en sus extremos como se muestra en el Detalle de colocación de pernos KOS para que las uniones alcancen una resistencia al fuego R15



Detalle Colocación de pernos KOS.
Escala 1:5



Detalle Herrajes de viguetas.
Escala 1:5

NOTAS GENERALES	
Protección contra fuego	
-Las uniones entre viguetas-vigas, montante-viga, montante-arco se encuentran protegidas por diseño. -Las placas de los apoyos del arco y de la articulación del vértice se deben proteger con pintura intumescente PROMAPAIN SC3 o similar.	
Clase de Servicio y tratamientos protectores	
-La estructura tendrá una clase de servicio tipo I. Todos los elementos deberán recibir un tratamiento superficial con un producto insecticida y fungicida.	
Materiales	
-Madera laminada encolada del arco, viguetas, vigas y montantes clase resistente GL 24 de acuerdo a UNE-EN 1995. -Losa de hormigón HA-25 según EHE-08. -Armadura de losa Ø8 fyk=5000 kg/cm2 -Conector de corte acero conformado Ø12 fyk=5000 kg/cm2 -Placas de acero de la articulación del apoyo, del vértice y acero del pilar A36 según ASTM. -Pernos que unen placas a la madera al arco KOS Ø20 de Rothoblaas o similar. -Pernos de las articulaciones, y pernos que unen la articulación al pilar son de calidad 8.8 según UNE-EN ISO 898-1:2015.	
Secciones de piezas de madera	
Arco	230 x 1050 mm
Viga	230 x 650 mm
Viguetas	120 x 320 mm
Montantes	180 x 240 mm
Las dimensiones de la planta estan en metros, los detalles y cortes en centímetros	
Facultad de Ingeniería - UDELAR Proyecto de Innovación e Investigación para Ingeniería Estructural Curso 2018	
Plano: Detalles del arco, uniones y herrajes de estructura de gimnasio polideportivo de "La Muralla"	
Alumnos: Alvaro Contreras Magdalena Curián	Docentes: Gabriel Domínguez Valeria Ruffo
Fecha: 27/2/2020	Revisión: 2
Escala: Varías	Límite: PE-03