



# ANEJO Nº6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL



## Índice

1	Objeto .....	3
2	Descripción de la estructura .....	3
2.1	Superestructura .....	3
2.2	Subestructura .....	3
3	Bases de cálculo .....	4
3.1	Materiales .....	4
3.2	Normativa .....	4
3.2.1	Normativa para Superestructura .....	4
3.2.2	Normativa para Subestructura.....	4
4	Superestructura .....	4
4.1	Acciones .....	5
4.1.1	Acciones Permanentes (P).....	5
4.1.2	Acciones Variables (Q).....	5
4.1.3	Acciones Accidentales (A) .....	7
4.2	Estados Límite .....	8
4.2.1	Generalidades .....	8
4.2.2	Coeficientes de Seguridad .....	8
4.2.3	Coeficientes de Combinación.....	8
4.2.4	Combinación de Acciones .....	9
4.3	Análisis Estructural .....	9
4.3.1	Bases de cálculo .....	10
4.3.2	Método de análisis .....	10
4.3.3	Modelo de análisis.....	11
4.3.4	Combinaciones de acciones .....	12
4.3.5	Comprobaciones Resistentes .....	13
4.4	Otras Consideraciones .....	14
5	Subestructura.....	15
5.1	Acciones .....	15

5.2	Estados Límite .....	15
-----	----------------------	----

5.2.1	Estados Límite Últimos .....	15
-------	------------------------------	----

5.2.2	Estados Límite de Servicio .....	17
-------	----------------------------------	----

## 1 Objeto

El objeto del presente anejo es la de llevar a cabo el proceso de cálculo necesario para poder realizar la ejecución de la estructura (superestructura y subestructura). También se realizarán las comprobaciones pertinentes para verificar los distintos elementos estructurales del sistema, junto a su comportamiento en la fase de explotación.

En este anejo se recoge, primero una breve descripción de la estructura que previamente se había analizado en el *Anejo nº5. Estudio de Soluciones*. También se recopilarán datos esenciales en relación con los materiales a utilizar, así como de las normativas a consultar. Tras ello, se calcularán, primero las acciones que inciden sobre la estructura y después, el cálculo a realizar tanto con la superestructura como con la subestructura. Finalmente, se tomarán unas conclusiones sobre los resultados derivados de este anejo.

## 2 Descripción de la estructura

### 2.1 Superestructura

La superestructura, cuya solución escogida se encuentra recogida en el *Anejo nº5. Estudio de Soluciones* se trata de un tablero simple que se apoya sobre dos vigas de madera, que tienen carácter estructural propio en los vanos inferiores a 10m y que en el resto de vanos sirve como elemento distribuidor de la carga del tablero y sobrecargas, que estas se redirigen por medio de dichas vigas a unos arcos de madera laminada encolada que rodean la estructura, que reciben la carga en intervalos ya sea mediante elementos a tracción si el tablero se encuentra por debajo del arco o a compresión si el tablero se encuentra por encima del arco. Las secciones tipo vienen recogidas en dicho anejo, y de lo que se tratará a continuación es de determinar las dimensiones que deben poseer los arcos de madera de la pasarela para que, soportando los esfuerzos dados por las solicitaciones y sus respectivas combinaciones se cumplan los Estados Límite de la estructura.

### 2.2 Subestructura

La subestructura, recogida en los anejos nº3 y nº5, consiste en muros en ambos estribos, con terraplén en el estribo de la margen izquierda; y cimentaciones en las pilas mediante micropilotes. En este anejo se realizará el dimensionamiento de la pila central de la pasarela. Para ello, se seguirán las recomendaciones e instrucciones que indiquen las normativas o guías al uso, entre ellas las de Estados Límite últimos.

### 3 Bases de cálculo

#### 3.1 Materiales

En lo referente a la construcción del presente proyecto básico, van a ser necesarios tres tipos de materiales como elementos estructurales:

❖ Madera

Este material será empleado para la realización de la superestructura. Como parte estructural, se emplearán vigas de madera maciza y arcos de madera laminada encolada de clase 3. De las primeras, se utilizará el tipo C24, y de la segunda se escogerá el tipo GL28h. Esto se motiva por el hecho de ser estos tipos de los más comunes de encontrar entre los fabricantes.

○ Madera serrada (maciza) C24:

<ul style="list-style-type: none"> <li>Flexión = 24 MPa</li> <li>Tracción Paralela = 14 MPa</li> <li>Tracción Perpendicular = 0.4 MPa</li> <li>Compresión Paralela = 22 MPa</li> <li>Compresión Perpendicular = 2,5 MPa</li> <li>Cortante = 4 MPa</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Módulo de Elasticidad paralelo medio = 11 GPa</li> <li>Módulo de Elasticidad paralelo 5º-percentil = 7,4 GPa</li> <li>Módulo de Elasticidad perpendicular medio = 0.37 GPa</li> <li>Módulo trasversal medio = 0.69 GPa</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Densidad característica = 350 kg/m³</li> <li>Densidad media = 420 kg/m³</li> </ul>	

○ Madera laminada encolada GL28h:

<ul style="list-style-type: none"> <li>Flexión = 28 MPa</li> <li>Tracción Paralela = 19.5 MPa</li> <li>Tracción Perpendicular = 0.45 MPa</li> <li>Compresión Paralela = 26.5 MPa</li> <li>Compresión Perpendicular = 3 MPa</li> <li>Cortante = 3.2 MPa</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Módulo de Elasticidad paralelo medio = 12.6 GPa</li> <li>Módulo de Elasticidad paralelo 5º-percentil = 10.2 GPa</li> <li>Módulo de Elasticidad perpendicular medio = 0.42 GPa</li> <li>Módulo trasversal medio = 0.78 GPa</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>Densidad característica = 410 kg/m³</li> </ul>	

❖ Hormigón Armado

Este material será empleado para la realización de la subestructura, además de las propias pilas sobre las que se sujeta la estructura. El hormigón, según lo planteado en el *Anejo nº5. Estudio de Soluciones* será, según la EHE-08 de tipo IIIb para las cimentaciones, ya que estas van a estar en un entorno donde hay intrusión salina en el nivel freático. Para las pilas se utilizará el mismo tipo ya que no es posible utilizar el hormigón IIIc por la presencia de mareas y oleaje porque lo prohíbe el artículo 26 de la EHE.

La clase resistente será de 42,5N como indica el artículo 2.2.1 de *la Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes*

❖ Acero

Para los micropilotes, se utilizarán armaduras tubulares. Estas deberán de tener una reducción de espesor de 1mm para afrontar los efectos de la corrosión a lo largo de la vida útil según se indica en la tabla 2.4 de *la Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes*. La clase de acero a utilizar será la S 355.

#### 3.2 Normativa

##### 3.2.1 Normativa para Superestructura

Se aplicarán las siguientes normativas de obligado cumplimiento:

- CTE-DB-SE-M “Código técnico: Documento básico, Seguridad Estructural en Madera”
- IAP-11 “Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”
- NCSR-07 “Norma de Construcción Sismorresistente Puentes.
- EHE-08 “Instrucción Española de Hormigón Estructural”

Como guías o recomendaciones a tomar, así como en caso de no encontrarlas en las normativas vigentes, se consultarán en los siguientes documentos:

- Eurocódigo 5: “Diseño de Estructuras de Madera (EN-1995)”
- MAPAMA “Camino Naturales. Manual de aspectos constructivos. Capítulo 6.7. Pasarelas Peatonales”

##### 3.2.2 Normativa para Subestructura

Para la subestructura se seguirá la siguiente normativa:

- “Guía de cimentaciones en obras de carretera”
- “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”

### 4 Superestructura

Se ha decidido realizar el cálculo de la superestructura sobre el vano de mayor luz, al considerarse este el más desfavorable. La disposición de los arcos en la estructura se tomará siguiendo la directriz del tablero, por lo tanto sus dos terminaciones tendrán un desnivel entre ellas. Se ha decidido esta disposición por mayor simetría y por cuestiones estéticas. Los arcos también se han limitado en cuanto a su altura sobre el tablero a 1,25 m sobre este medido desde su directriz, para así no suponer un obstáculo visual a sus usuarios además de servir adicionalmente como elemento de protección.

## 4.1 Acciones

Antes de pasar a los cálculos, hemos de determinar las acciones que influirán en nuestra estructura. Para ello, utilizaremos la normativa de aplicación IAP-11 “Instrucción sobre acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”.

### 4.1.1 Acciones Permanentes (P)

Se consideran acciones permanentes a todo aquello que ejerza una fuerza constante y duradera sobre los distintos elementos de la pasarela peatonal. Entre estas acciones permanentes se considerará el peso propio y las cargas muertas. Para obtener el valor característico de las acciones se tendrán en cuenta tanto las dimensiones de los elementos como los pesos específicos correspondientes.

#### ➤ Peso Propio (PP):

Es el peso procedente de aquellos elementos que realizan la función estructural en la pasarela peatonal. Se tomarán como pesos propios de la estructura los siguientes:

- Madera serrada (maciza) = 3.43 kN/m<sup>3</sup>
- Madera laminada encolada = 4.02 kN/m<sup>3</sup>
- Hormigón armado = 25 kN/m<sup>3</sup>

#### ➤ Cargas muertas (CM)

Es el peso procedente de aquellos elementos que no realizan la función estructural en la pasarela peatonal. Se tomarán como cargas muertas de la estructura los siguientes:

- Elementos de protección lateral (barandillas) = 0.37kN/ml
- Madera serrada (en los dos vanos donde la madera laminada encolada ejerce la función estructural) = 3.43 Kn/m<sup>3</sup>
- Tablero de madera serrada = 0.7Kn/ml
- Resinado del tablero = se desprecia.

### 4.1.2 Acciones Variables (Q)

Son acciones variables aquellas que generan esfuerzos en la pasarela proviniendo de agentes externos a ella, como es el caso del tráfico (sobrecarga de uso), viento, temperaturas, nieve, etc. Para ponderarlas, utilizaremos los valores característicos proporcionados por la normativa IAP-11.

#### ➤ Sobrecarga de uso (SC)

Tomando los valores dispuestos en el artículo 4.1.8 de la IAP-11 consideramos la acción simultánea de las siguientes cargas:

- Una fuerza vertical uniformemente distribuida  $q_{fk}$  de valor igual a 5 Kn/m<sup>2</sup>.
- Una fuerza horizontal longitudinal  $Q_{fk}$  de valor igual al 10% del total de la carga vertical uniformemente distribuida, actuando en el eje del tablero al nivel de la superficie del pavimento.

Adicionalmente, a efectos de las comprobaciones locales, se considerará una carga vertical puntual  $Q_{fwk}$  de valor igual a 10 kN, actuando sobre una superficie cuadrada de 0,10 m de lado.

El reparto de la sobrecarga de uso en la pasarela será del tipo uniformemente distribuida, ya que es esta la mayor sollicitación posible.

#### ➤ Viento (V)

La acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, para la obtención de dicha carga se seguirán las indicaciones de la IAP-11 contenidas de los artículos 4.2.1 al 4.2.8.

La velocidad básica del viento ( $v_{b,0}$ ) es la velocidad media que se da a lo largo de un periodo de 10 minutos, con un periodo de 50 años, medida independientemente de la dirección del viento o la época del año.

Como nuestro caso en concreto es el de una pasarela peatonal, se va a evaluar la velocidad básica del viento con un periodo de retorno de 100 años en lugar de 50, luego a la  $v_{b,0}$  se le añade un factor amplificador con el fin de obtener  $v_b(T)$ .

$$v_b(T) = v_b * C_{prob}$$

Siendo:

$v_b$ = velocidad básica del viento para un periodo de 50 años (m/s).  $v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0}$

$C_{dir}$ = factor direccional del viento, a falta de datos se considera 1.

$C_{season}$ = factor estacional del viento, a falta de datos se considera 1.

$v_{b,0}$  = velocidad básica fundamental del viento (m/s) según el mapa de isotacas de la figura 4.2-a de la IAP-11. La ubicación del proyecto, Gandía, se encuentra en la zona A, luego  $v_{b,0} = 26$  m/s.





Ilustración 1. Mapa de isotacas (Fuente: IAP-11)

$C_{prob}$  = factor de probabilidad

$$C_{prob} = \left\{ \frac{1 - K \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{1 - K \ln \left[ -\ln(0,98) \right]} \right\}^n = 1.04$$

tomando  $K = 0.2$  y  $n = 0.5$  para  $T = 100$  años como indica la IAP-11.

Luego tenemos que:

$$v_b(T) = v_b * C_{prob} = 26 * 1.04 = 27.04 \text{ m/s}$$

El empuje producido por el viento ( $F_w$ ) se calcula por separado para cada elemento del puente, teniendo en cuenta los aspectos mencionados en el artículo 4.2.3 de la IAP-11. El empuje del viento sobre cualquier elemento se calcula mediante la expresión:

El empuje producido por el viento ( $F_w$ ) según el artículo 4.2.3 de la IAP-11 se calcula por separado para cada elemento del puente. La expresión para calcular dichos empujes es la siguiente:

$$F_w = \left[ \frac{1}{2} * \rho * v_b^2(T) \right] * C_e(z) * C_f * A_{ref}$$

cuyo resultado se expresa en Newtons (N). Siendo:

$\rho$  = densidad del aire, la cual se considera de  $1.25 \text{ kg/m}^3$

$v_b(T)$  = velocidad básica del viento (m/s) para un periodo de retorno  $T$

$C_f$  = coeficiente de fuerza del elemento considerado, tomando la figura 4.2b de la IAP-11 tenemos que  $C_f = 0.7$

$A_{ref}$  = área de referencia, que se obtiene como la proyección del área expuesta en la dirección perpendicular al viento ( $\text{m}^2$ )

$C_e(z)$  = coeficiente de exposición en función de la altura  $z$  calculado según la siguiente fórmula:

$$C_e(z) = k_r^2 * \left\{ C_o^2 + \ln^2 \left( \frac{z}{z_o} \right) + 7 * k_t * C_o * \ln \left( \frac{z}{z_o} \right) \right\}$$

Teniendo en cuenta que el entorno es del tipo III, que corresponde a aquellas zonas suburbanas, forestales o industriales con construcciones y obstáculos aislados con una separación máxima de 20 veces la altura de los obstáculos, nos encontramos que según la tabla 4.2-b de la IAP-11 tenemos que considerar los siguientes valores:

$k_r$  = factor de terreno (0.216)

$z_o$  = longitud de la rugosidad (0.3m)

$z_{min}$  = altura mínima (5m)

$C_o$  = factor de topografía, habitualmente se toma 1.0

$k_t$  = factor de turbulencia, que se tomará igual a 1.0

$Z$  = altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno, o del nivel mínimo de agua bajo el puente. Tomaremos como referencia el punto medio del vano de mayor longitud, cuya distancia estimada al nivel del agua es de 4,8m, inferior a la altura mínima, por tanto se tomarán 5m.

$$C_e(z) = 1.33$$

A la hora de considerar el área referente al valor  $A_{ref}$ , tomaremos en consideración el valor 0,5 correspondiente al ancho de las piezas para el cálculo de la componente horizontal del viento para los arcos de la pasarela y el tablero como una estimación de sus anchos. De esta forma, podemos expresar  $F_w$  como una fuerza por metro lineal. Luego, tenemos que:

$$F_w = 0.212 \text{ kN/m}$$

Adicionalmente, se han de calcular las componentes de empuje verticales del viento sobre la pasarela. Estas se dividen en presión o succión, dependiendo del sentido del viento. Se procederá a calcular ambas

componentes según las instrucciones aportadas por la normativa IAP-11, concretamente el artículo 4.2.5.1.2.

$$F_{w,z} = \left[ \frac{1}{2} * \rho * v_b^2(T) \right] * C_e(z) * C_{f,z} * A_{ref,z}$$

Los nuevos valores representan lo siguiente:

$C_{f,z}$ = coeficiente de fuerza en la dirección vertical Z, se tomará igual a  $\pm 0.9$

$A_{ref,z}$ = área en planta del tablero ( $m^2$ )

De la misma forma que en el empuje horizontal, se va a realizar la substitución del área en planta  $A_{ref,z}$  por el ancho total del tablero, que se mantiene constante y que es de 4m, dejando las componentes de empuje como una fuerza partida por metro lineal. Considerando que la componente de presión es positiva y la de succión negativa, tenemos que:

$$F_{w,z}(presión) = 2,18 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,z}(succión) = -2.18 \text{ kN/m}$$

Quedando, finalmente por calculadas las componentes de empuje del viento sobre la pasarela.

#### ➤ Acción Térmica (T)

El efecto de la temperatura sobre nuestra estructura viene recogido en el artículo 4.3 de la normativa IAP-11. A efectos de esta, nuestra pasarela no viene recogida en las tipologías, ya que no se consideran las acciones térmicas sobre la madera como una acción variable, tal y como viene recogido en la guía del "MAPAMA "Camino Naturales. Manual de aspectos constructivos. Capítulo 6.7. Pasarelas Peatonales"

#### ➤ Nieve (N)

A efectos de la IAP-11, se debe realizar un estudio específico si la actuación se realiza a más de 2.200 m de altura. Puesto que este no es nuestro caso, realizaremos los cálculos que sugiere dicha normativa.



Ilustración 2. Mapa de zonas en nieve (Fuente:IAP-11)

Según la figura 4.3-b de la IAP-11 (**Ilustración X**) nuestra zona de actuación corresponde con la 5. Como la altitud de nuestra construcción se encuentra en el intervalo 0-200m, consideraremos el valor  $s_k = 0.2 \text{ Kn/m}^2$  que viene recogido en la tabla 4.4-a de dicha normativa.

Para la sobrecarga de nieve en tableros, recogida en el artículo 4.4.2 de la IAP-11 tenemos que:

$$q_k = 0.8 * s_k$$

Luego, el empuje de la nieve sobre el tablero, multiplicando por la anchura de éste para reflejarlo por metros lineales (recordemos que es de 4 m), es de 2.56kN/m.

### 4.1.3 Acciones Accidentales (A)

#### 4.1.3.1 Impactos

Las acciones accidentales, que según el artículo 5.1 la IAP-11 se corresponden al choque de vehículos o embarcaciones contra la pasarela se considera improbable, debido a que este no está justificado ya que las pilas no se encuentran en zonas de choque previsible de vehículos y la navegabilidad del Serpis es limitada o inexistente ya que el calado es reducido y se trata de un espacio natural protegido.



#### 4.1.3.2 Acción Sísmica ( $A_E$ )

La acción sísmica recogida en el artículo 5.2 de la IAP-11 no se puede justificar económicamente, debido a que la zona de actuación es de baja actividad sísmica y nuestra estructura se engloba en el apartado a) Puentes de Importancia Moderada que en caso de sismicidad no representaría una pérdida importante.

## 4.2 Estados Límite

En este apartado se reflejará la metodología que se va a seguir para implementar y alcanzar los resultados de cálculo.

### 4.2.1 Generalidades

Se va a realizar una comprobación de aquellos elementos estructurales cuyo dimensionamiento sea necesario para garantizar la estabilidad de la estructura. Para ello se seguirá la teoría de los estados límite, diferenciando en esta entre el Estado Límite de Servicio (ELS) y el Estado Límite Último (ELU). Ambos se comprobarán frente a las diversas situaciones de cálculo en el proyecto.

Para dichas comprobaciones, se pueden diferenciar tres tipos de situaciones de cálculo, que son:

- Situación Persistente: es aquella que se da a lo largo de toda la vida útil de la estructura.
- Situación Transitoria: es aquella que ocurre en determinados momentos de la vida útil de la estructura, siendo temporales.
- Situación Accidental: es aquella que se produce en un momento inesperado.

Como ya hemos visto a la hora de calcular las acciones en el Apartado 4 del presente anejo, las acciones accidentales previstas son inexistentes, por lo que se omitirá realizar la tercera situación "Situación Accidental" y realizar tanto la persistente como la transitoria. Dichas situaciones son imprescindibles, pues son las que se van a dar seguro cuando la estructura esté ejecutada y mediante éstas podremos estimar las necesidades estructurales de la pasarela.

Los estados límite, anteriormente mencionados, se definen como:

- Estado Límite de Servicio (ELS) es aquel tal que una vez sobrepasado, no compromete la función estructural de la pasarela, pero sí que compromete otros aspectos tales como la seguridad, comodidad, estética, etc. En nuestro caso, se analizará únicamente el ELS de deformaciones, que trata de ajustar los cambios máximos de posición que se pueden permitir en cuanto a flechas y curvaturas. También es además necesario realizar un estudio de frecuencias para el ELS de vibraciones según el artículo 7.2.2 de la IAP-11, ya que la luz de nuestra pasarela supera los 50 m, pero ello excede el presente Proyecto Básico.
- Estado Límite Último (ELU) es aquel tal que una vez sobrepasado, la estructura es susceptible a un fallo estructural que produzca un fallo parcial o total sobre ésta. Para nuestro caso, se procederán a calcular los ELU de rotura, que miden deformación plástica excesiva o inestabilidad local por abollamiento; y el ELU de estabilidad en cuanto a la pérdida de equilibrio de una parte o la totalidad de la pasarela.

### 4.2.2 Coeficientes de Seguridad

Para alcanzar unos resultados coherentes que garanticen el cumplimiento de los ELU y ELS con margen, se utilizan coeficientes de seguridad que, aplicados a las resistencias las minoran y a las acciones las mayoran. Estos se dividen a su vez según si la acción ejerce una fuerza favorable o desfavorable; o estabilizante o desestabilizante a nuestro sentido de cálculo. A continuación, se recopilarán dichos coeficientes:

- Para las comprobaciones en ELU se utilizarán diferentes coeficientes dependiendo de la comprobación, siendo los siguientes:

- Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  en ELU de Equilibrio

ACCIÓN		EFECTO	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
PERMANENTE (G)	Peso Propio	0.9	1.1
	Carga Muerta	0.9	1.1
VARIABLE (Q)	Sobrecarga de Uso	0	1.35
	Acciones Climáticas	0	1.5

Tabla 1. Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (Fuente: Tabla 6.2-a, IAP-11)

- Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  en ELU de Rotura

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
PERMANENTE (G)	Peso Propio	1	1.35
	Carga Muerta	1	1.35
VARIABLE (Q)	Sobrecarga de Uso	0	1.35
	Acciones Climáticas	0	1.5

Tabla 2. Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (Fuente: Tabla 6.2-B, IAP-11)

- Para las comprobaciones en ELS de cualquier tipo se utilizan los siguientes coeficientes parciales:

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
PERMANENTE (G)	Peso Propio	1	1
	Carga Muerta	1	1
VARIABLE (Q)	Sobrecarga de Uso	0	1
	Acciones Climáticas	0	1

Tabla 3. Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (Fuente: Tabla 6.2-C, IAP-11)

### 4.2.3 Coeficientes de Combinación

Además de los anteriores coeficientes, se emplean adicionalmente los llamados factores de simultaneidad que sirven para ponderar las acciones cuando se pueden realizar al mismo tiempo. Para nuestra estructura, se utilizarán los siguientes:



ACCIÓN	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Sobrecarga de uso en pasarelas	0.4	0.4	0
Viento en Pasarelas	0.3	0.2	0
Nieve en construcción	0.8	0	0

Tabla 4. Factores de simultaneidad  $\Psi$  (Fuente: Tabla 6.1-a, IAP-11)

Dichos factores tienen el siguiente uso:

- **Valor de combinación persistente o transitoria  $\Psi_0$  Q:** valor de la acción variable concomitante con otra dominante en comprobación en Estados Límite Últimos, en situaciones persistentes o transitorias.
- **Valor de combinación frecuente  $\Psi_1$  Q:** valor frecuente de la principal acción variable concomitante con otra del tipo accidental.
- **Valor de combinación casi-permanente  $\Psi_2$  Q:** valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitante con la principal acción variable y con otra del tipo accidental.

#### 4.2.4 Combinación de Acciones

La combinación de acciones para el Estado Límite Último, referente a la situación persistente o transitoria de la estructura vienen recogidas en el artículo 6.3.1.1 de la IAP-11:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} * G_{k,m} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

Teniendo:

$G_{k,j}$ : valor característico de cada acción permanente

$G_{k,m}$ : valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$ : valor característico de la acción variable dominante

$\Psi_{0,i} * Q_{k,i}$ : valor de las combinaciones de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

$\gamma_G, \gamma_Q$ : coeficientes parciales

Además, dicho artículo recoge ciertas consideraciones especiales a realizar con la combinación, los cuales se enumeran a continuación:

- La sobrecarga de uso estará representada, para su combinación con el resto de las acciones, mediante los grupos de cargas definidos en la tabla 4.1-c, que son excluyentes entre sí.
- Cuando se considere el viento transversal sobre el tablero, se considerará la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente, definidos en el apartado 4.2.5.1.

- La concomitancia de la componente uniforme de temperatura y de la componente de diferencia de temperatura se regirá por lo expuesto en el apartado 4.3.1.3.
- Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente, con las indicaciones que figuran en el apartado 4.2.3.
- No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.
- En general, no se considerará la acción simultánea de la carga de nieve y la sobrecarga de uso salvo en zonas de alta montaña, en cuyo caso se estudiará para el proyecto concreto la distribución espacial y la concomitancia de ambas acciones.

La combinación de acciones para el Estado Límite de Servicio que se va a utilizar corresponde con la del tipo frecuente, ya que son acciones de corta duración que pueden resultar reversibles. Según el artículo 6.3.2 de la IAP-11 es la siguiente:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \sum_{m>1} \gamma_{G,m} * G_{k,m} + \gamma_{Q,1} * \Psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} * \Psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

Siendo:

$G_{k,j}$ : valor característico de cada acción permanente

$G_{k,m}$ : valor característico de cada acción permanente de valor no constante

$Q_{k,1}$ : valor característico de la acción variable dominante

$\Psi_{1,1} * Q_{k,i}$ : valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción variables

$\Psi_{2,i} * Q_{k,i}$ : valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes

$\gamma_G, \gamma_Q$ : coeficientes parciales

Serán también de aplicación las prescripciones recogidas para la Combinación de Acciones en ELU anterior.

### 4.3 Análisis Estructural

A continuación se recogen las indicaciones sobre la metodología escogida para realizar el cálculo de la estructura. Por ello, de ahora en adelante se utilizará la *normativa CTE-DB-SE-M "Código técnico: Documento básico, Seguridad Estructural en Madera"* en lo relativo a los cálculos que conciernen a la superestructura.

#### 4.3.1 Bases de cálculo

En el Artículo 2 del DB SE-M se recogen varios factores correctores a tener en cuenta que se deben de aplicar a los valores característicos de los materiales  $X_k$ . Tenemos los siguientes:

- Factores de corrección de la resistencia

Para madera laminada encolada encontramos dos factores a tener en cuenta

- Factor de altura  $k_h$ : para piezas de madera laminada encolada rectangulares con un canto en flexión o que la mayor dimensión de la sección en tracción paralela sea menor a 600mm (como resulta en nuestro caso) los valores característicos  $f_{m,g,k}$  y  $f_{t,0,g,k}$  (correspondientes a la Resistencia característica a flexión y la Resistencia característica a tracción paralela) se multiplicarán por dicho factor, que se calcula tal que:

$$k_h = \left(\frac{600}{h}\right)^{0.1} \leq 1,1$$

Siendo:

$h$  = canto en flexión o mayor dimensión de la sección en tracción (mm)

Luego, tomando que  $h$  corresponde a 250mm tenemos que  $k_h = 1,09 < 1,1$

Multiplicándolos por  $f_{m,g,k}$  y  $f_{t,0,g,k}$  tenemos unos valores corregidos de 30,52 y 21,255 MPa, respectivamente.

- Factor de volumen  $k_{vol}$ : cuando el volumen  $V$  de la zona considerada en comprobación no supera  $0,01 \text{ m}^3$  y esté sometido a esfuerzos de tracción perpendicular a la fibra con tensiones repartidas uniformemente, la resistencia característica a tracción perpendicular  $k_{t,90,g,k}$  se multiplicará por dicho factor. En nuestro caso, nuestras piezas superan dicho volumen.

- Factores que afectan al comportamiento estructural de la madera

En el artículo 2.2.2. encontramos referencia a las clases de duración de las acciones. De las acciones analizadas en el apartado anterior, tenemos:

- Clase Permanente para el peso propio y las cargas muertas.
- Clase Media para la sobrecarga de uso.
- Clase Corta para viento y nieve.

También hace referencia a las clases de servicio, en cuyo caso es de clase 3 como ya se describió anteriormente.

Por último, se encuentran los valores de cálculo de la madera  $X_d$ , que se define como:

$$X_d = k_{mod} * \left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right)$$

Siendo:

$X_k$  = valor característico de la propiedad del material;

$\gamma_M$  = coeficiente parcial de seguridad para la propiedad del material definido en la tabla 2.3;

$k_{mod}$  = factor de modificación, cuyos valores figuran en la tabla 2.4 teniendo en cuenta, previamente, la clase de duración de la combinación de carga de acuerdo con la tabla 2.2 y la clase de servicio del apartado 2.2.2.2.

El valor  $\gamma_M$  es de 1,3 para madera maciza y de 1,25 para madera laminada encolada.

Para  $k_{mod}$  encontramos los siguientes valores, recogidos en esta tabla:

Material	Clase de Servicio	Clase de duración de la carga		
		Permanente	Media	Corta
Madera Maciza	3	0.5	0.65	0.7
Madera Laminada Encolada	3	0.5	0.65	0.7

Tabla 5. Valores del factor  $k_{mod}$

#### 4.3.2 Método de análisis

El artículo 5 del CTE-DB-SE-M considera un método de análisis estructural para estructuras compuestas por barras (que son aquellas con una relación largo/canto mínima de 6, por lo cual es nuestro caso). Dentro de esta, se permiten los siguientes análisis:

- Análisis de primer orden, considerando a la madera como material homogéneo e isótropo, tomando como parámetro básico del material el módulo de deformación  $E$  longitudinal. Se verifica la estabilidad con el método de la longitud de pandeo equivalente
- Análisis en primer orden similar al anterior salvo en la verificación de la estabilidad, que se realiza mediante un análisis global en segundo orden.

Adicionalmente en arcos, para tener en cuenta las desviaciones en el análisis lineal de segundo orden se tomarán las deformaciones iniciales siguientes. Los valores mínimos de  $e$  deben ser:

$e = 0,0025 \cdot l_1$  para carga simétrica

$e = 0,0025 \cdot l_2$  para carga no simétrica

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 análisis de primer orden, para carga simétrica y no simétrica, respectivamente.

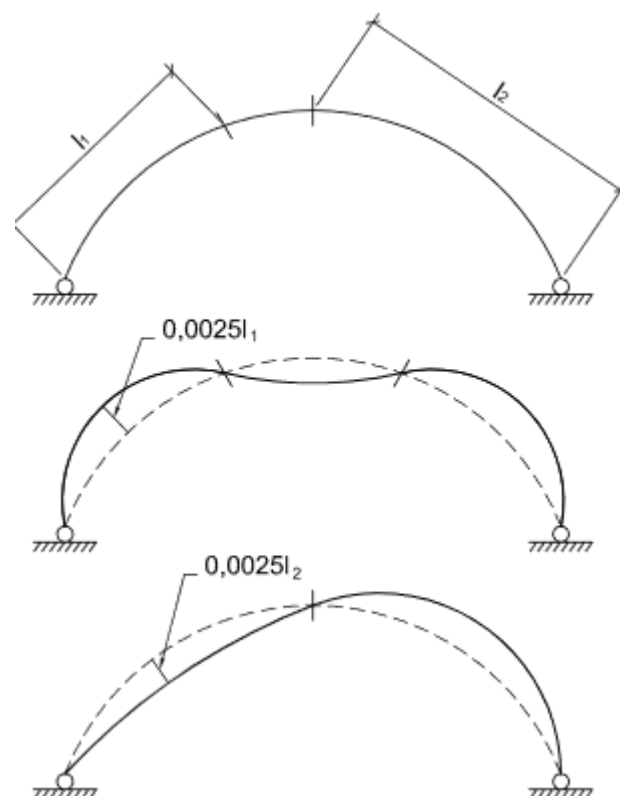


Ilustración 3. Ejemplo de desviaciones iniciales de la geometría de un arco.

### 4.3.3 Modelo de análisis

Para generar el modelo del vano de mayor longitud, se ha decidido realizar varias simplificaciones estructurales. Básicamente se ha optado por introducir las dos vigas, manteniendo la geometría de los planos y su desnivel entre apoyos. Para éstos, se han colocado rótulas en ambos extremos, y en lo que se considera el centro del arco se ha dispuesto de otra rótula, convirtiendo estos arcos en triarticulados. Además, para arriostrarlos se ha considerado la posición de las estructuras en cruz de san Andrés (descritas en el Anejo nº5), que estas se dispondrán espaciadas a 4 y 8 m de cada pilar. A 12 m de cada pilar se dispone el cruce del arco con el tablero, donde también se arriostrará la estructura. El resto de la estructura, que en el vano mayor se corresponde a 33m no se dispone de ninguna riostra debido a que el arco va emplazado por encima del tablero, por lo que dichas riostras bloquearían el acceso peatonal al no disponerse los arcos a una gran altura del tablero.

En la siguiente imagen se encuentra el modelo anteriormente descrito que se utilizará en SAP2000.

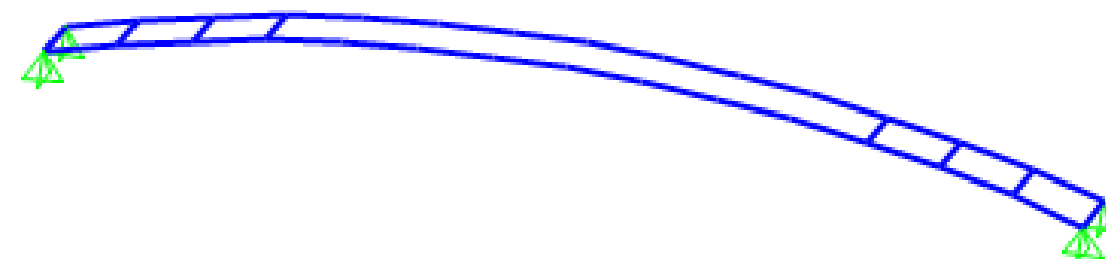


Ilustración 4. Modelo de análisis introducido en SAP2000 (fuente: SAP2000)

En cuanto las secciones utilizaremos para el arco una rectangular con una dimensión fija de 0,25 m para el ancho de las piezas (establecido geométricamente en el Anejo nº2). La dimensión de alto es la variable para dimensionar, tomándose 0,5m.

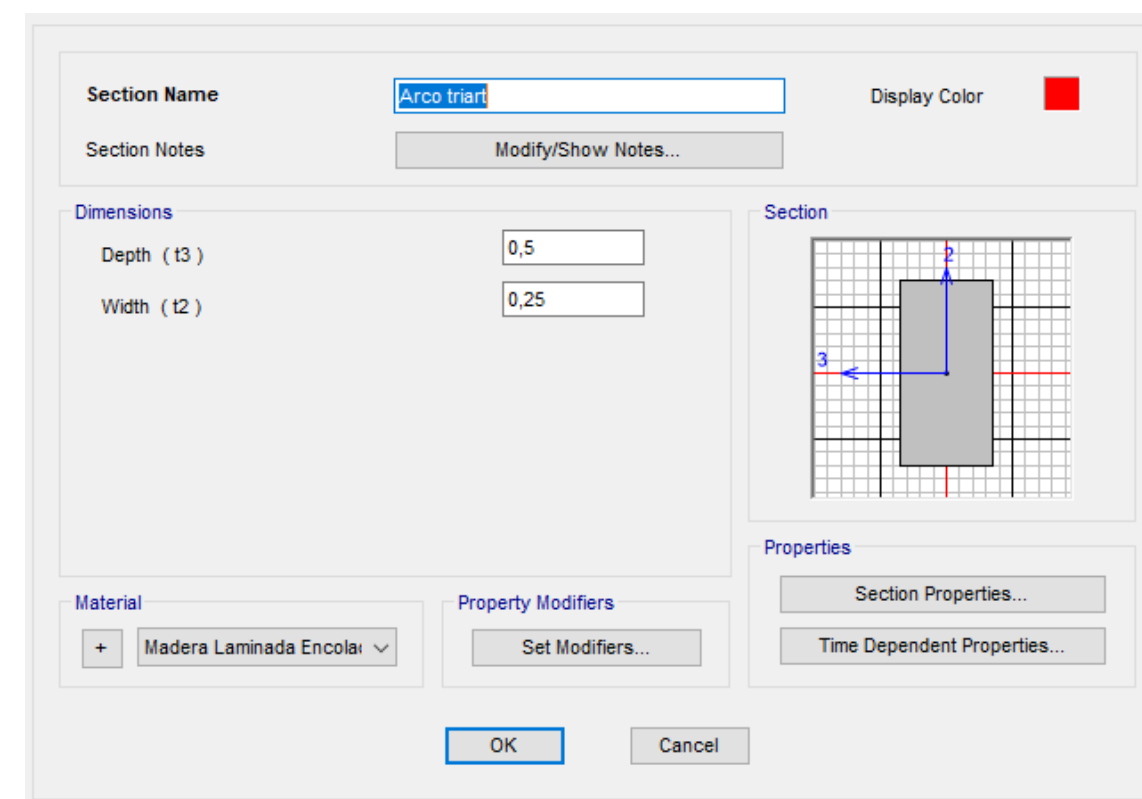


Ilustración 5. Sección correspondiente al arco triarticulado (fuente: SAP2000)

En cuanto a las traviesas de arriostramiento se ha considerado una dimensión cuadrada de 0,15x015m. Su función en la estructura es sólo de arriostrar, por lo que no recibirán cargas algunas y se ha decidido no analizar en el presente anejo.

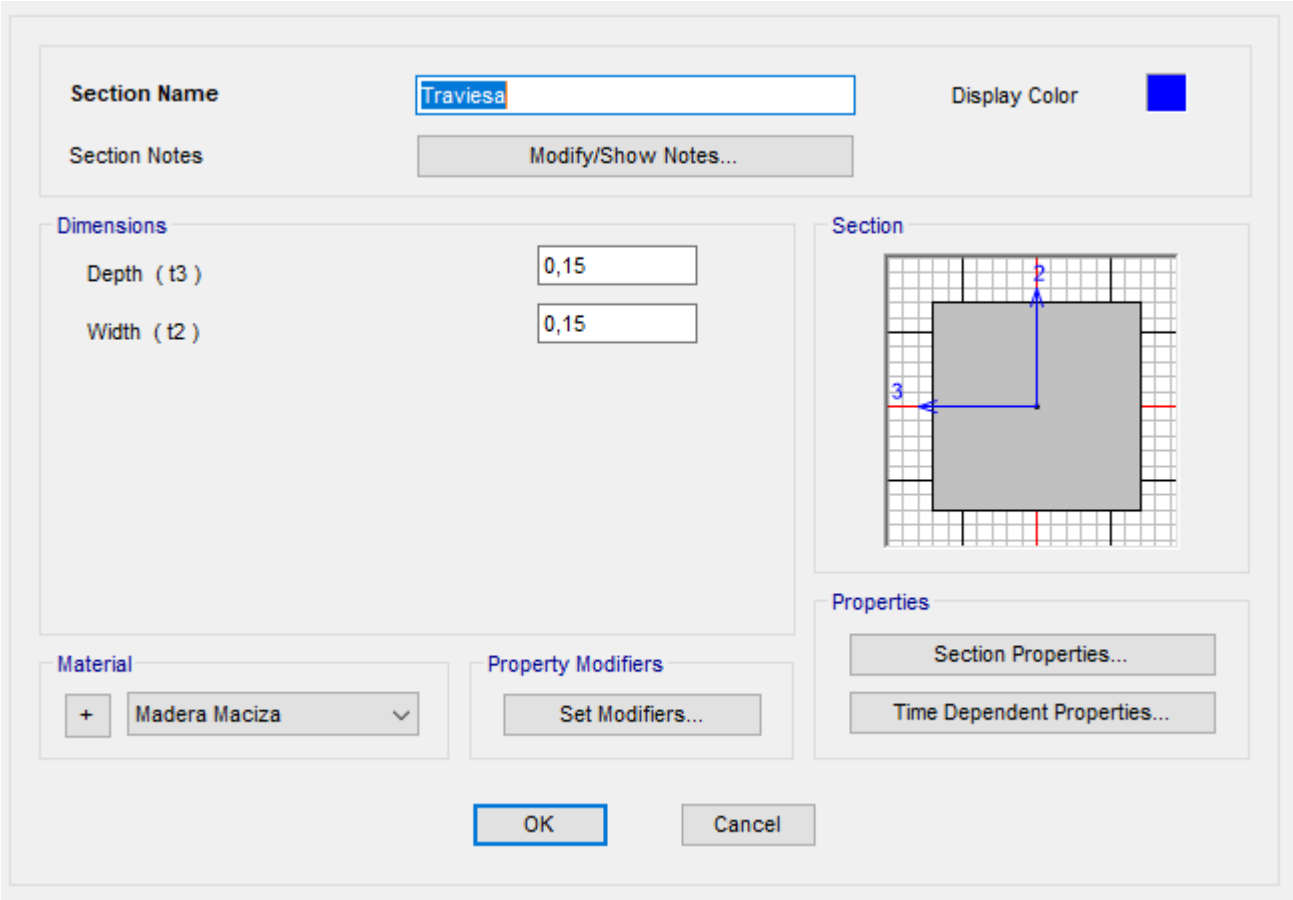


Ilustración 6. Sección correspondiente a las traviesas de arriostramiento (fuente: SAP2000)

4.3.4 Combinaciones de acciones

Dadas las acciones anteriormente expuestas en el apartado 4 extraídas de la IAP-11, se va a proceder ahora a su ponderación para analizar la combinación más desfavorable para la estructura tanto en ELU como en ELS.

4.3.4.1 Combinación de acciones en ELU

En la siguiente tabla, se analizarán las posibles combinaciones de acciones en ELU que se pueden generar. Puesto que la nieve es una acción poco probable y que de generarse provocaría el corte de la pasarela, no se tomará en cuenta ya que con su presencia no puede generarse la combinación más desfavorable.

Combinaciones	Acciones			
	Peso Propio	Cargas Muertas	Sobrecarga de Uso	Viento
ELU 1	SI	SI	NO	NO
ELU 2	SI	SI	Principal	Concomitante
ELU 3	SI	SI	NO	Si

Tabla 6. Combinaciones de Acciones en ELU

De todas las combinaciones anteriormente expuestas, la más desfavorable resulta ser la ELU 2 que se da cuando en un momento de uso del puente, se ve sometido repentinamente al viento en presión. El resultado es de 10,6 Kn/m que se reparten entre los dos arcos de la pasarela.

El resultado anterior se pasará al modelo en SAP2000 como una carga lineal distribuida. El resultado deja al arco completamente comprimido, con momentos de signos contrarios a ambos lados de la rótula del arco. Todos los esfuerzos de aquí resultantes se utilizarán en un apartado posterior para realizar las comprobaciones resistentes del arco.

Como resultado a dicha combinación de cargas, se tiene una flecha máxima de 12cm, que se sitúa en la parte alta del arco como se puede apreciar en la siguiente imagen.

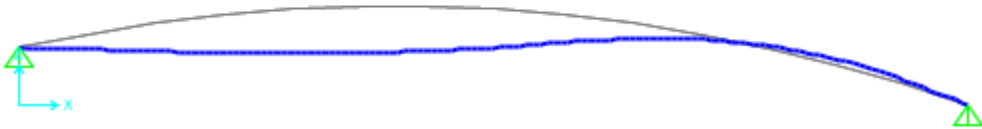


Ilustración 7. Deformada del arco. Las medidas en el dibujo no corresponden a la realidad. (Fuente: SAP2000)

Para contrarrestar dicha flecha, se opta por darle al arco una contraflecha de construcción para conseguir reducirla, ya que ésta se debe principalmente a las acciones permanentes. Dicha contraflecha se calculará como la flecha provocada tanto por el peso propio como las cargas muertas, más un 25% adicional de las producidas por sobrecarga de uso. Con ello tenemos una contraflecha total de 6cm.

4.3.4.2 Combinación de Acciones en ELS

En la siguiente tabla, se analizarán las posibles combinaciones de acciones en ELS que se pueden generar. Puesto que la nieve es una acción poco probable y que de generarse provocaría el corte de la pasarela, no se tomará en cuenta ya que con su presencia no puede generarse la combinación más desfavorable.



Combinaciones	Acciones			
	Peso Propio	Cargas Muertas	Sobrecarga de Uso	Viento
ELS 1	SI	SI	NO	NO
ELS 2	SI	SI	SI	NO
ELS 3	SI	SI	NO	SI
ELS Deformaciones	NO	NO	SI	NO

Tabla 7. Combinaciones de Acciones en ELS

Para realizar la combinación en ELS se utiliza la combinación frecuente. Como el coeficiente de simultaneidad en la parte concomitante de las acciones variables es 0 en cualquier caso, tan solo actúa una acción variable al mismo tiempo. De entre las tres combinaciones posibles, ELS 2 es la más desfavorable, ya que su carga ponderada es superior. El resultado es de 4.1 Kn/ml repartido entre los dos arcos.

Para realizar la comprobación de ELS de deformaciones según el capítulo 7.1 de la IAP-11, se tiene que comprobar que la flecha producida por la combinación frecuente de la sobrecarga de uso no supere una flecha igual que  $L/1200$  siendo esta medida de 4,75cm.

Los desplazamientos máximos generados por el ELS Deformaciones son de:

$$U_x = 0.11\text{cm}$$

$$U_y = 1.6\text{E-}6\text{cm}$$

$$U_z = -1.53\text{cm}$$

Por tanto, se cumple la verificación de ELS de Deformaciones.

#### 4.3.5 Comprobaciones Resistentes

A continuación, se procederá a calcular si las secciones utilizadas para los arcos son suficientes para resistir los esfuerzos generados en ELU.

Mediante el programa informático SAP2000 se han extraído los valores máximos de cálculo. Estos corresponden a aquellos valores que se dan en el arco cuya componente es máxima.

VALORES MÁXIMOS DE CÁLCULO			
N (Kn)	V(Kn)	M <sub>y</sub> (Knm)	M <sub>z</sub> (Knm)
-610.016	11.9	31.22	-17.43

Para realizar las comprobaciones, se seguirá conforme al CTE-DB-SE-M.

- Comprobación a compresión uniforme paralela a la fibra.

Se debe cumplir la siguiente condición:

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

Siendo:

$\sigma_{c,0,d}$  = tensión de cálculo a compresión paralela a la fibra (4.88MPa)

$f_{c,0,d}$  = resistencia de cálculo a compresión paralela a la fibra (7.8MPa)

Por lo tanto, se cumple dicha condición.

- Comprobación frente a flexión esviada.

Se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1;$$

$$k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1;$$

Siendo:

$\sigma_{m,y,d}$  = tensión de cálculo a flexión respecto al eje principal y (11.2MPa)

$\sigma_{m,z,d}$  = tensión de cálculo a flexión respecto al eje principal z (11.2MPa)

$f_{m,y,d}$  = resistencia de cálculo a flexión respecto al eje principal y (10.6MPa)

$f_{m,z,d}$  = resistencia de cálculo a flexión respecto al eje principal z (10.6MPa)

$k_m$  = factor que tiene en cuenta el efecto de redistribución de tensiones y la falta de homogeneidad del material en la sección transversal (Para secciones rectangulares de madera laminada encolada =0.7)

Lo cual resulta en 0.5, luego cumple

- Comprobación frente a cortante

Se debe cumplir la siguiente condición:

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

Siendo:

$\tau_d$  = tensión de cálculo a cortante, considerando que el ancho eficaz  $b_{eff} = b * k_{cr}$  (0.67 para madera laminada encolada), luego (0.2131MPa)

$f_{v,d}$  = resistencia de cálculo a cortante (1.28MPa)

Luego, cumple la comprobación.

- Comprobación combinada a compresión uniforme paralela a la fibra y flexión esviada.

Se debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1;$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1;$$

Siendo:

$\sigma_{c,0,d}$  = tensión de cálculo a compresión paralela a la fibra (4.88MPa)

$f_{c,0,d}$  = resistencia de cálculo a compresión paralela a la fibra (7.8MPa)

$\sigma_{m,y,d}$  = tensión de cálculo a flexión respecto al eje principal y (11.2MPa)

$\sigma_{m,z,d}$  = tensión de cálculo a flexión respecto al eje principal z (11.2MPa)

$f_{m,y,d}$  = resistencia de cálculo a flexión respecto al eje principal y (10.6MPa)

$f_{m,z,d}$  = resistencia de cálculo a flexión respecto al eje principal z (10.6MPa)

$k_m$  = factor que tiene en cuenta el efecto de redistribución de tensiones y la falta de homogeneidad del material en la sección transversal (Para secciones rectangulares de madera laminada encolada =0.7)

Dando un resultado de

- Comprobaciones de estabilidad por pandeo.

Se ha decidido calcular sólo el pandeo lateral de la estructura al considerar innecesario el pandeo a flexión, en parte porque la propia estructura en arco condiciona dicho pandeo y porque la sección se encuentra básicamente a compresión.

- Pandeo lateral

Primero se ha de calcular la esbeltez relativa a flexión, la cual es:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

Siendo:

$f_{m,k}$  = resistencia característica a flexión;

$\sigma_{m,crit}$  = tensión crítica a flexión calculada de acuerdo con la teoría de la estabilidad elástica, utilizando los valores característicos de los módulos de elasticidad, que en piezas de directriz recta y sección constante puede obtenerse a partir de la expresión siguiente:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi * \sqrt{E_{0,k} * I_z * G_{0,k} * I_{tor}}}{\beta_v * L_{ef} * W_y}$$

Siendo:

$E_{0,k}$  módulo de elasticidad longitudinal característico (12600 MPa)

$G_{0,k}$  módulo de elasticidad transversal característico (7800 MPa)

$\beta_v$  coeficiente que define la longitud eficaz a vuelco lateral. Depende de las condiciones de apoyo y de la ley de cargas, tabla 6.2 (0.95)

$I_z$  momento de inercia respecto al eje débil (6.51E-04 m4)

$I_{tor}$  módulo de torsión (1,788E-03m4)

$L_{ef}$  longitud eficaz de vuelco lateral de la viga:

$L_{ef} = \beta_v \cdot L$  donde (31,25m)

$L$  luz de la viga (32,9m)

$\beta_v$  coeficiente que depende de las condiciones de carga y de la restricción de los extremos, obtenido según tabla 6.2

$W_y$  módulo resistente respecto al eje fuerte. (5,2E-03 m3)

$\sigma_{m,crit} = 217.66$  MPa

Luego la esbeltez relativa es de 0.22. Al ser menor a 0.75 no es necesaria realizar la comprobación a pandeo lateral.

#### 4.4 Otras Consideraciones

Adicionalmente, en la estructura se colocarán péndolas como las descritas en el Anejo nº5 que servirán para transmitir los esfuerzos sobre el tablero al arco cuando este se sitúe por encima de éste. Dichas péndolas consistirán de cables de acero que se colocarán contando desde el cruce tablero-arco a 4 m de distancia, disponiendo en total 7 péndolas en cada arco.

Las uniones de las péndolas se realizarán mediante abrazaderas, así como el resto de uniones. Se evitará el uso de uniones que supongan una disminución de la sección del arco.

## 5 Subestructura

Tal y como se decidió realizar en el **Anejo nº3: Estudio Geotécnico** la cimentación escogida para la estructura es la de cimentación profunda mediante micropilotes.

Como objeto de este estudio básico, se calculará la cimentación de la pila central, que corresponde con la que se encuentra en el lecho del río Serpis.

### 5.1 Acciones

Según la *Guía para Micropilotes* las acciones se deben calcular conforme a lo que indica la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera* para las cimentaciones profundas.

Para llegar a las solicitaciones generadas por la propia superestructura, se ha generado otro modelo en SAP2000 con el segundo vano para recrear la situación en ELU más desfavorable y, por tanto, obtener los esfuerzos en la pila intermedia. Los efectos generados por el viento horizontal se desprecian al ser minúsculos.

Acciones (en Kn)	
Axil (N)	Cortante (V <sub>z</sub> )
-331.24	-183.322

Tabla 8. Acciones producidas por la superestructura en el apoyo de la pila en ELU

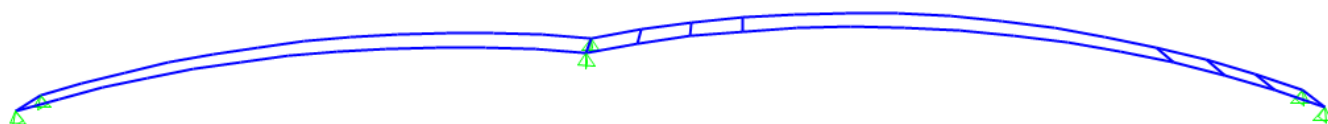


Ilustración 8. Modelo de análisis para extraer los esfuerzos (Fuente: SAP2000)

Dichas acciones deben de trasladarse al encepado, por lo que el axil se incrementará debido al peso de la propia pila y del encepado. El cortante se traducirá como un momento en el eje Y al multiplicarse por la altura de la pila y el encepado. La cota de apoyo del encepado es de 2 metros bajo el nivel normal del lecho del río, lo que supone una distancia de los esfuerzos anteriormente mencionados de 7,77 m.

Se considera, por cálculo, un pilar de sección circular de 0.5 m de diámetro. Luego, los esfuerzos finales, considerando el peso propio del terreno (1m de arenas con P.P=21Kn/m³ y el empuje de agua en avenida (=5,3 m sobre apoyo) Luego, tenemos los siguientes esfuerzos en la base:

Combinaciones de acciones (en Kn y kn*m)			
	Axil (N)	Cortante (V <sub>z</sub> )	Momento (M <sub>y</sub> )

ELU Persistente	-504.9	-183.322	-1424.41
ELS Característica	-489.24	-183.322	-1424.41
ELS Frecuente	-489.24	-183.322	-1424.41

Tabla 9. Combinaciones de acciones en la base de la cimentación

Para realizar las combinaciones de acciones, así como para realizar el cálculo de la subestructura mediante micropilotes se utilizará el método de coeficientes parciales, que es el que indica la *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes*.

### 5.2 Estados Limite

Para las cimentaciones mediante micropilotes encontramos los siguientes estados límite, establecidos en la *Guía de cimentaciones en obras de carretera*:

#### 5.2.1 Estados Límite Últimos

Dan lugar a una situación de ruina o fallo del cimient. Entre los estados límite últimos habrán de comprobarse, en todo caso, los siguientes:

- Fallo de estabilidad global (este se puede omitir debido a llevarse a cabo en terrenos llanos y firmes)
- Fallo de capacidad de soporte del terreno (para nuestro caso particular se analizará la capacidad portante frente a hundimiento)
- Fallo estructural (cuando los esfuerzos transmitidos superan la resistencia del micropilote como elemento estructural)

##### 5.2.1.1 ELU Comprobación frente al hundimiento

El valor de resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento  $R_{c,d}$  deberá ser mayor o igual que el esfuerzo axil (compresión) de cálculo transmitido por la estructura en la hipótesis más desfavorable  $N_{c,Ed}$ :

$$R_{c,d} \geq N_{c,Ed}$$

Donde:

$R_{c,d}$  = Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento (esfuerzo axil de compresión)

$N_{c,Ed}$  = Esfuerzo axil de cálculo (compresión), obtenido a partir de acciones mayoradas.

La resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento será la suma de las resistencias de cálculo por fuste y por punta en su caso, las cuales dependen tanto de las características del micropilote, como del terreno de su entorno.

Para poder contar con la resistencia a punta, es necesario realizar micropilotes que se puedan apoyar sobre el nivel D de arcillas, ya que estas cumplen el requisito necesario para poder contar con la

resistencia a punta (Resistencia a compresión simple > 100kPa). Para ello, la profundidad a alcanzar son 25m, por lo que inicialmente se descartará la resistencia a punta.

La resistencia a fuste se calcula tal que:

$$R_{c,d} = R_{fc,d} = \sum_{i=1}^n A_{Li} * (r_{fc,d})_i$$

Donde:

$R_{c,d}$ : Resistencia de cálculo frente al modo de fallo de hundimiento.

$R_{fc,d}$ : Resistencia por fuste de cálculo frente a esfuerzos de compresión, deducido de pruebas de carga o en su defecto, a partir de estimaciones del rozamiento unitario por fuste.

$n$  = Número de tramos que comprende la discretización

$A_{Li}$  = Área lateral del micropilote en la zona comprendida dentro del tramo  $i$ -ésimo de la discretización efectuada.

$(r_{fc,d})_i$  = Rozamiento unitario por fuste de cálculo en el tramo  $i$ -ésimo de la discretización efectuada.

Para el cálculo de las resistencias unitarias por fuste, podemos utilizar los datos realizados por el estudio geotécnico del sondeo de la pila intermedia del puente ya realizado, cuyas tablas se encuentran en el **Anejo nº3: Estudio Geotécnico**.

Resistencia unitaria por fuste:

			Resistencia unitaria por fuste (kPa)	
Estrato	N <sub>30</sub>	c <sub>u</sub> (kPa)	Modelo SPT	Modelo Mohr-Coulomb
Nivel B. Arenas y gravas medias	20		45	—
Nivel C. Arcillas medias		50		35 (60*)
Nivel D. Arcillas firmes		100-125	-	60

(\*) Intercalaciones de gravas/firmes

Ilustración 9. Valores para la resistencia unitaria por fuste (Fuente: Estudio Geotécnico del Proyecto del Acceso sur al Puerto de Gandía).

Vamos a utilizar los valores de los niveles B y C porque se prevé no realizar micropilotes superiores a 25m. Además, también se prevé utilizar un conjunto de 4 micropilotes, de diámetro 0.2m. Por tanto, la profundidad necesaria para pilotar será de:

$$\text{Nivel B} = 4 * x * \pi * 0.3 * 45 = 113.1x \quad (x < 7)$$

$$504.9 < 113.1x$$

$$x = 5m \quad (565.47kN)$$

Por tanto, para resistir la comprobación frente a hundimiento, el conjunto de micropilotes deberá alcanzar los 7 metros (2 Nivel A+ 5 Nivel B)

#### 5.2.1.2 ELU Comprobación fallo estructural

A continuación, se deberán dimensionar los pilotes para poder resistir los esfuerzos previamente calculados en las combinaciones de acciones para situación persistente. Para ello, se comprobará la resistencia del pilote frente a compresión, cortante, flexión y esfuerzos combinados.

➤ Resistencia frente a compresión

Se debe comprobar que:

$$N_{c,Rd} \geq N_{c,Ed}$$

Donde:

$N_{c,Rd}$  = Resistencia estructural del micropilote sometido a esfuerzos de compresión.

$N_{c,Ed}$  = Esfuerzo axil de cálculo (compresión), obtenido a partir de acciones mayoradas.

Los micropilotes se realizarán mediante armaduras tubulares de acero S355 y lechada de hormigón 42,5N. Se reducirá 1mm el espesor de la armadura tubular para prever corrosión. No se utilizará armadura interior.

Según lo establecido en el artículo 3.6.1. de la *Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes* tenemos que:

$$14945 \geq 504.9$$

Luego cumple dicha comprobación

➤ Resistencia Estructural a flexión

Para esta y las siguientes comprobaciones se considerará únicamente la armadura tubular, ya que el hormigón apenas contribuye a la resistencia frente a las siguientes solicitaciones. Tenemos que:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Ed}$$

Siendo:



$M_{Ed}$  = Momento flector de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.

$M_{C,Rd}$  = Resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Según lo establecido en el anexo A-4.1. de la *Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes* tenemos que:

$$1758.39 \geq 1424$$

Luego cumple dicha comprobación.

#### ➤ Resistencia Estructural a Cortante

Tenemos que:

$$V_{c,Rd} \geq V_{Ed}$$

Siendo:

$V_{Ed}$  = Esfuerzo Cortante de cálculo, obtenido a partir de acciones mayoradas.

$V_{C,Rd}$  = Resistencia de cálculo de la sección a esfuerzo cortante.

Según lo establecido en el anexo A-4.2. de la *Guía para el proyecto y ejecución de Micropilotes* tenemos que:

$$5218.64 \geq 183.32$$

Luego cumple dicha comprobación.

#### ➤ Resistencia Estructural frente a esfuerzos combinados

Esta comprobación no es necesaria, pues el cortante de diseño es inferior a la mitad de la resistencia a cortante.

### 5.2.2 Estados Límite de Servicio

No implican la ruina o fallo del cimiento, aunque sí suponen una limitación de su capacidad funcional, estética, etc.

De entre los que se pueden analizar para cimentaciones profundas mediante micropilotes, la más frecuente es la comprobación de asentos producidos. Para poder analizar el asiento de los micropilotes como grupo, se ha de recurrir a lo referente al efecto grupo en pilotes en la *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*.

En su capítulo 5.13.3.1 se utiliza la siguiente fórmula para extraer el asiento de grupo:

$$s_g = s_o + 0.8 * \frac{N_g * (1 - v^2)}{E * [(B_g + H_1) * (L_g + H_1)]^{1/2}}$$

Donde:

$E$  y  $v$  = Módulo elástico medio y número de poisson de un terreno de interés definido como un tercio de la longitud del pilote desde su punta a la superficie ( $H_1$ ) y un ancho de grupo  $B_g$  hacia debajo de la punta del pilote.

$S_o$  = Asiento generado por pilote aislado.

$N_g$  = Carga vertical que actúa sobre el grupo

$B_g$  = Ancho del grupo

$L_g$  = Largo del grupo

Para calcular los asentos, debemos de generar una geometría para las separaciones de los pilotes y su posición en el encepado. Se escoge la siguiente con motivos de simplicidad en dimensiones:

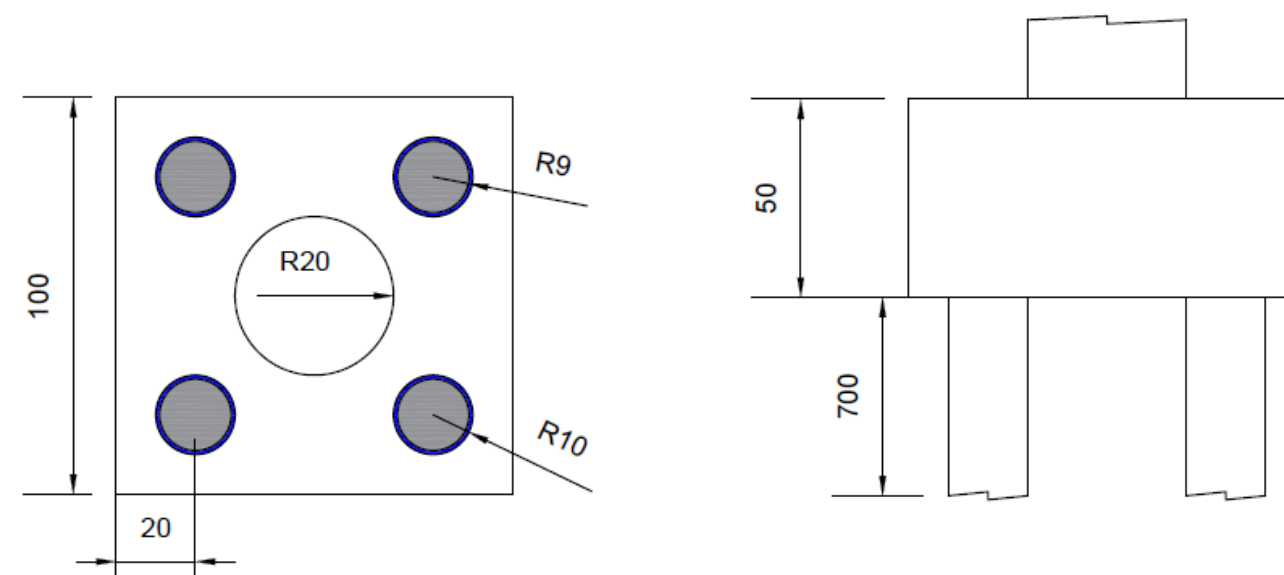


Ilustración 10. Plano de cimentaciones. Cotas en centímetros. Cimentación simétrica en doble eje (Fuente: Propia)

Para calcular el asiento individual para un micropilote se considerará únicamente los asentos producidos por el material granular en el que se sitúa la cimentación. Tenemos:

$$s_N = \left( \frac{9 * N_{c,Ek}}{R_{c,d}} - 2 \right) * \frac{D}{90}$$

Las variables anteriores han sido ya descritas. El resultado es:

$$s_N = 0.0134m = 1.34cm$$

Ahora calcularemos el asiento total con el efecto grupo:

$$s_g = 0.0181m = 1.81cm$$

Lo cual es un asiento admisible.