

## **ANEJO Nº 2: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ACTUAL**



## **ÍNDICE**

- 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO**
  - 2. NORMATIVA A APLICAR**
  - 3. ESTADO ACTUAL DEL PUENTE Y ELECCIÓN DEL MODELO**
  - 4. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE**
  - 5. CONCLUSIONES**
- ANEXO A. TABLA DE RESUMEN DEL CÁLCULO**



## **1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO**

La presente memoria tiene por objeto justificar los criterios y las hipótesis adoptadas para la determinación de la capacidad portante actual del puente de Txokoalde del barrio Aginaga, en el municipio de Usurbil, Gipuzkoa.

## **2.- NORMATIVA A APLICAR**

- Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG3-3)
- Norma UNE 135311.- Señalización vertical. Elementos de sustentación y anclaje. Hipótesis de cálculo.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de hormigón armado o en masa (EHE-08).
- Código Técnico de la Edificación (CTE), Libro 2, Seguridad Estructural: Bases de cálculo y Acciones en la Edificación.
- Código Técnico de la Edificación (CTE), Libro 4, Seguridad Estructural: Acero.
- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)

## **3.- ESTADO ACTUAL DEL PUENTE Y ELECCIÓN DEL MODELO**

Respecto a la tipología se trata de un puente de 100 m de longitud dividido en 10 vanos de tipo viga losa. Actualmente tiene una sección con 4 m de ancho útil para vehículos y 0,35 m de acera a cada lado, con una barandilla de hormigón.

La estructura, desde un punto de vista general, presenta dos zonas diferenciadas separadas por un apoyo o pila de 8 m de ancho con 5 vanos a cada lado. Los vanos del 1 al 5 corresponden a los situados en la margen derecha del río y los vanos del 6 al 10 son los situados sobre el río Oria.

Los vanos del 1 al 5 tienen una altura media de 3 m y una luz libre media de 5 m, estando separados entre sí mediante pilas de 1 metro de ancho. En estos vanos el tablero está compuesto por 4 vigas biapoyadas de 0,35 m de canto y 0,20 m de ancho con una distancia entre ejes de 1,20 metros. Aparentemente, tanto las vigas como las losas son continuas, esto es, se trata de una única pieza que parte desde el estribo hasta la pila intermedia de 8 m de ancho.

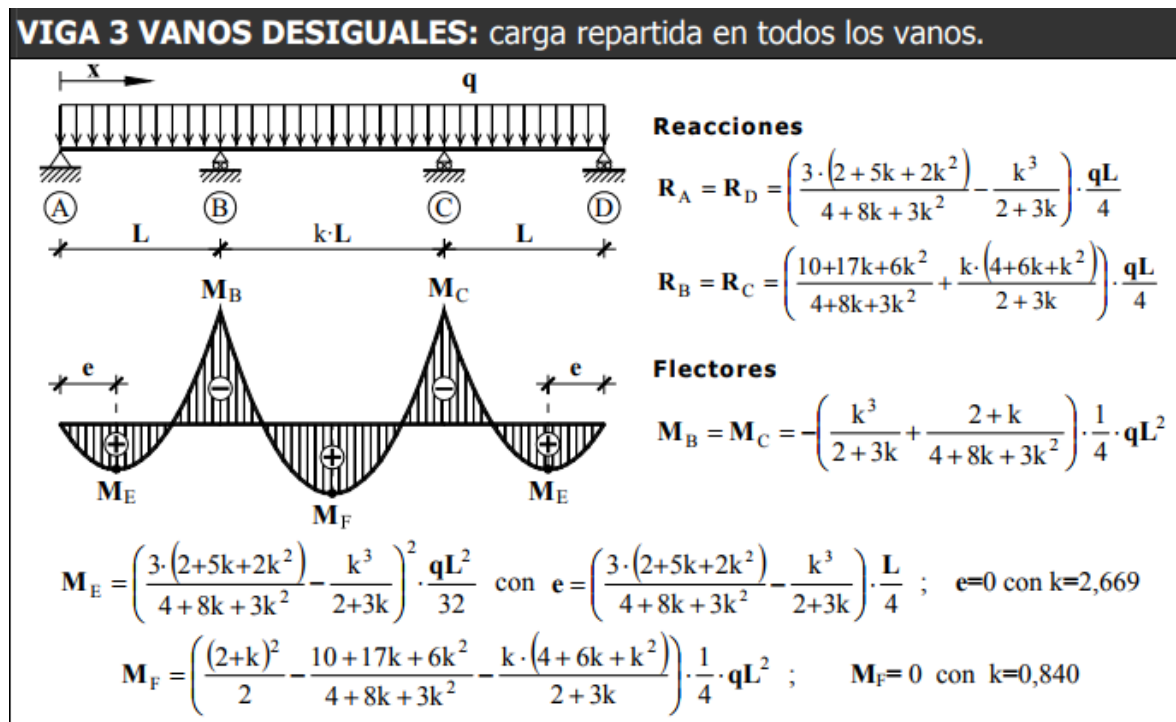
Los vanos del 6 al 10 tienen una altura media de 7,50 m y una luz libre media de 12 m, alcanzando luces máximas libres de 14 m y estando separados entre sí por pilas de 1,75 m de anchura. En estos vanos los tableros están compuestos por 4 vigas biapoyadas de 0,85 metros de canto y 0,30 m de ancho. La distancia entre ejes de las dos vigas centrales (originales) es de 1,80 m. Ambas vigas se hallan acarteladas en su cara interior. Las dos vigas exteriores, que se añadieron en 1958, tienen las mismas dimensiones que las originales pero sin acartelamiento. La distancia entre ejes entre la viga central y la exterior adyacente es de 0,95 m. En estos vanos, aparentemente ocurre lo mismo que en los vanos anteriores, es decir, se trata de

una única pieza y por lo tanto el modelo de cálculo inicial sería el de una viga apoyada con varios apoyos intermedios.

Todos los vanos tienen un voladizo de 0,50 m de ancho.

El apoyo de las vigas sobre las pilas y estribos es simple, con un recocado de mortero.

En cuanto al comportamiento de la estructura inicial se podría asemejar al siguiente modelo:



Tal como se puede apreciar los momentos positivos de la estructura en el centro del vano son inferiores a los momentos negativos. Sin embargo, actualmente la estructura muestra fisuras en todos los apoyos sobre pilas y también en el tablero, indicando claramente que la losa actual no tiene la armadura suficiente para soportar los momentos negativos.

Se adopta la hipótesis de que no existe transmisión de esfuerzos entre las respectivas caras de la sección fisurada. Además, se desconoce la cuantía del armado de la losa por lo que se asume que la losa no tiene cuantía suficiente para aguantar los esfuerzos de tracción generados por los momentos negativos.

Como consecuencia de este cambio en el comportamiento de la estructura, el modelo al que se asemeja actualmente es el siguiente:

**VIGA SIMPLE APOYADA: carga uniforme  $q$  en todo el vano.**

Reacciones y solicitaciones	
Reacciones:	$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$
Cortantes:	$V_{AB} = q \left( \frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$
Flectores:	$M_{AB} = \frac{qx}{2} (L - x)$ $M_{\max} = \frac{qL^2}{8} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$
Deformaciones	
Giros:	$\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI} \quad \varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$
Elástica:	$y_{AB} = \frac{qx}{24EI} (x^3 - 2Lx^2 + L^3)$
Flecha máxima:	$y_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$

Como se puede observar, los momentos positivos que ahora soporta la estructura son significativamente superiores a los que soportaba inicialmente, por lo tanto, la capacidad de la carga portante del puente se ha determinado utilizando como base este modelo.

#### 4.- DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Previo a la determinación de la capacidad portante, es necesario conocer las características mecánicas de los materiales, las cuantías de las armaduras y el estado de conservación de los mismos.

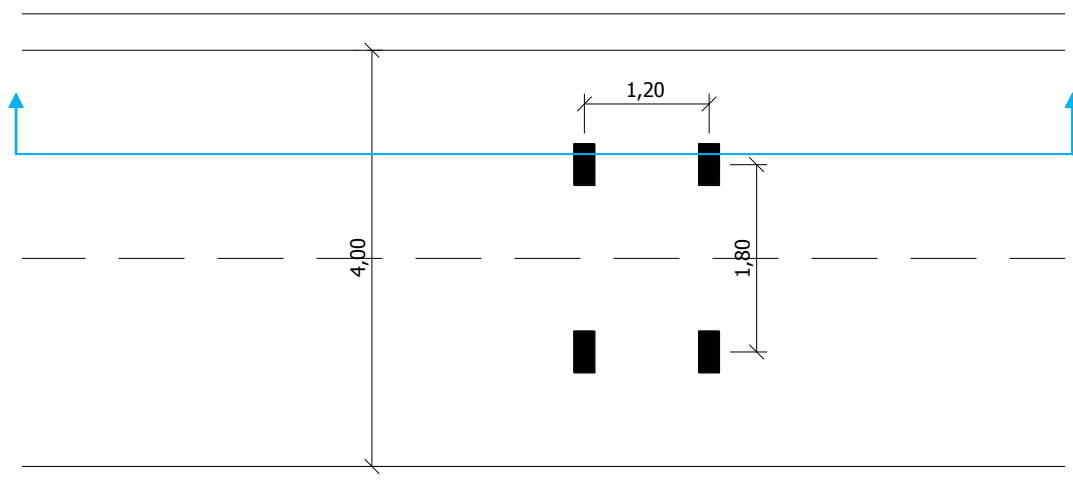
Para ello se ha contado con Técnicos Especialistas en reparación y rehabilitación de estructuras, que mediante varios testigos, han obtenido las características mecánicas de los materiales. Como resultado, se obtuvieron los siguientes datos:

- Las vigas exteriores cuentan con una armadura compuesta por tres barras inferiores de Ø24 medido, ya que originalmente eran de Ø25, y la resistencia del acero se ha considerado un  $f_{yk} = 210$  MPa al ser un acero liso.
- En las vigas centrales se empleó como armadura inferior dos raíles de 100 mm de canto con una superficie estimada de  $32,00 \text{ cm}^2$  y un  $f_{yk} = 240$  MPa, siendo estos los datos obtenidos desde las tablas de los raíles normalizados.
- Para la resistencia del hormigón, de los testigos extraídos, se obtiene una resistencia de 23 MPa de las vigas exteriores y de 14,7 MPa de las vigas centrales.

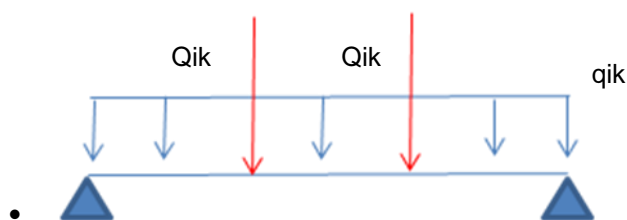
Se desconoce la existencia o no de armadura a cortante (cercos) y de armadura de la losa.

Las hipótesis de cálculo consideradas son las siguientes:

- Acciones permanentes: se considerará el peso propio de la losa, las vigas, el murete de hormigón y la capa de aglomerado, despreciando el peso propio de la conducción de agua que se halla en el lado izquierdo del puente.
- Viento: No se ha considerado a efectos de cálculo.
- Acciones reológicas: No se consideran por la antigüedad del material
- Acciones térmicas: No se consideran.
- Sobrecargas: cargas puntuales:  $Q_{ik}$ : 2 x 3 T
  - cargas uniformes:  $q_{ik}$ : 0.22 T/m<sup>2</sup>



Modelo empleado:



Estas hipótesis se mayorarán con los coeficientes siguientes:

- 1,35 para las acciones constantes, cargas permanentes y sobrecargas

Con las hipótesis y modelos adoptados se obtiene una capacidad portante de 12 T para el estado actual.

Esta reducción se debe a que no hay cuantía de armadura suficiente para soportar las sollicitaciones a flexión. Esto es, la armadura empieza a trabajar cuando se fisura el hormigón debido a que se superan los esfuerzos que puede soportar a tracción. Sin embargo, cuando no se tiene la cuantía suficiente, la

armadura no puede soportar los esfuerzos solicitados y colapsa.

Al final de este anejo se adjunta la tabla resumen de los resultados del cálculo.

## **5.- CONCLUSIONES**

Debido al deficiente estado de conservación de la estructura y a los resultados obtenidos, no se garantiza la seguridad para cargas superiores a 12 T. Incluso en el caso de que circulen vehículos pesados no se recomienda que éstos lo hagan fuera del eje del puente, ya que la insuficiente cuantía de la armadura de las vigas exteriores no soportarían dicha carga.

Para reforzar el puente es totalmente imprescindible demoler el tablero actual y rehacerlo con la cuantía necesaria para garantizar que soporta los momentos negativos y así reducir los momentos positivos en el centro de los vanos.

Aún así, debido a la pobre cuantía de armadura que contienen las vigas, se recomienda demoler también las vigas existentes.



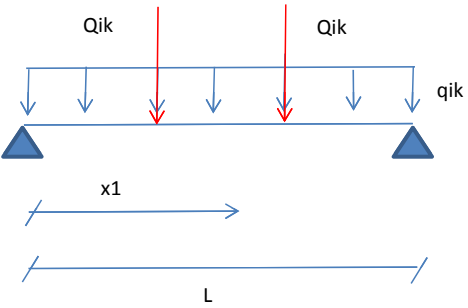
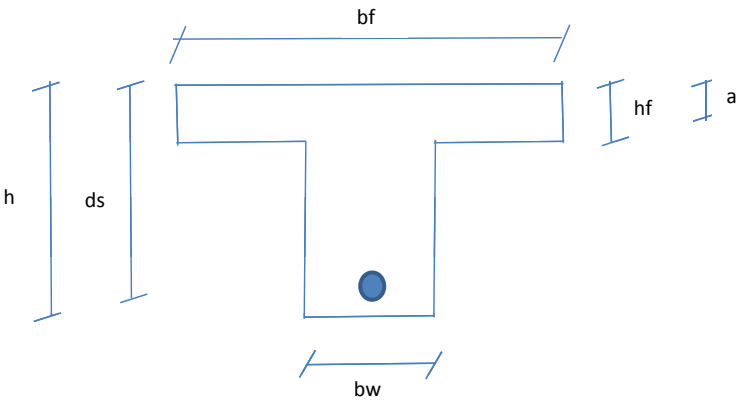
## **ANEXO A: TABLA DE RESUMEN DEL CÁLCULO**



VIGA CENTRAL

Datos			
fck:	147 kg/cm2	yc:	1,5
fyk:	2400 kg/cm2	ys:	1,15
fpk:	kg/cm2		
h:	110 cm		
hf:	25 cm	Suponemos un espesor de losa de 25 cm	
bf:	100 cm		
bw:	30 cm		
ds:	101 cm		
Cargas			
Md:	123975,22 kg*m		
Qik:	3000 kg		
qik:	220 kg/m		
x1:	6,3 m	Distancia entre ejes traseros 1,2 m	
x2:	m		
pp:	2506,88 kg/m		
luz de cálc:	14 m		
p.aglom:	250 kg/m	a:	16,03 cm
espesor aglo:	10 cm		
fcd:	98 kg/cm2	Mult:	124192,786 kg*m
fyd:	2086,96 kg/cm2	Nult:	133565,22 kg
área armadur	64 cm2		

Resultado	
Md:	123975,22 kg*m
Mult:	124192,79 kg*m



Se asume que el sistema funciona como una viga biapoyada ya que tanto la losa como las vigas están fisuradas en los apoyos de cada pila. Debido a la fisuración y desconociéndose a ciencia cierta la armadura de la estructura, tanto la cuantía como la disposición, se asume que en las zonas fisuradas no se transmiten esfuerzos. Probablemente la fisuración se deba a los momentos flectores negativos soportados por la estructura a lo largo de su existencia.

VIGA SIMPLE APOYADA: carga uniforme q en todo el vano.

Reacciones y solicitaciones	
Reacciones:	$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$
Cortantes:	$V_{AB} = q \left( \frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$
Flectores:	$M_{AB} = \frac{qx}{2}(L - x)$ $M_{\max} = \frac{qL^2}{8} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$
Deformaciones	
Giros:	$\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI} \quad \varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$
Elástica:	$y_{AB} = \frac{qx}{24EI}(x^3 - 2Lx^2 + L^3)$
Flecha máxima:	$y_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$

VIGA 3 VANOS DESIGUALES: carga repartida en todos los vanos.

Reacciones	
$R_A = R_D = \left( \frac{3 \cdot (2 + 5k + 2k^2)}{4 + 8k + 3k^2} - \frac{k^3}{2 + 3k} \right) \cdot \frac{qL}{4}$	
$R_B = R_C = \left( \frac{10 + 17k + 6k^2}{4 + 8k + 3k^2} + \frac{k \cdot (4 + 6k + k^2)}{2 + 3k} \right) \cdot \frac{qL}{4}$	
Flectores	
$M_B = M_C = -\left( \frac{k^3}{2 + 3k} + \frac{2 + k}{4 + 8k + 3k^2} \right) \cdot \frac{1}{4} \cdot qL^2$	
$M_E = \left( \frac{3 \cdot (2 + 5k + 2k^2)}{4 + 8k + 3k^2} - \frac{k^3}{2 + 3k} \right) \cdot \frac{qL^2}{32} \quad \text{con } e = \left( \frac{3 \cdot (2 + 5k + 2k^2)}{4 + 8k + 3k^2} - \frac{k^3}{2 + 3k} \right) \cdot \frac{L}{4} \quad ; \quad e=0 \text{ con } k=2,669$	
$M_F = \left( \frac{(2+k)^2}{2} - \frac{10 + 17k + 6k^2}{4 + 8k + 3k^2} - \frac{k \cdot (4 + 6k + k^2)}{2 + 3k} \right) \cdot \frac{1}{4} \cdot qL^2 \quad ; \quad M_F=0 \text{ con } k=0,840$	