

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA**  
**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

Grado en ingeniería civil



**ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (Ronda Nord, Valencia)**

TRABAJO FINAL DE GRADO - JUNIO 2014

ALUMNOS:

BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO

PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE

TUTOR:

LÓPEZ DESFILIS, VICENTE JOSÉ

## CONTENIDOS DEL DOCUMENTO

---

### CAPITULO I. INTRODUCCIÓN.

1. Objetivos.
2. Alcance.
3. Estructura de la exposición.

### CAPITULO II. CONDICIONANTES.

1. Marco general de la obra.
2. Tráfico.
3. Gálibo.
4. Geotecnia.
5. Climatología.
6. Contexto sociocultural.

### CAPÍTULO III. ESTUDIO DE SOLUCIONES

1. Introducción y condicionantes.
2. Estudio de alternativas.
3. Estudio de estribos.
4. Estudio de pilas.
5. Definición de la solución adoptada

### CAPITULO IV. CÁLULO ESTRUCTURAL.

1. Descripción de la solución adoptada.
2. Bases de cálculos.
3. Cálculo y dimensionamiento de elementos estructurales
  - a. Vigas metálicas.
  - b. Losas.
  - c. Estribos.
  - d. Pilas.
  - e. Aparatos de apoyo.
  - f. Prelosas.
4. Comprobación del proceso constructivo.
5. Chequeo manual de la solución adoptada.

### CAPÍTULO V. ANEJOS.

1. Hidrología, drenaje y bombeo.
  2. Geología y geotecnia.
  3. Reposición de servicios afectados.
  4. Estudios de tráfico.
  5. Diseño de equipamientos.
  6. Programa de trabajos.
-

## CAPÍTULO VI. PLANOS.

1. Situación y emplazamiento.
2. Tablero
  - a. Definición general (Planta y alzado).
  - b. Vigas metálicas con detalles.
  - c. Definición de las secciones transversales.
  - d. Detalle de los conectadores
  - e. Disposición de las prelosas
  - f. Armado de las losas.
3. Estribos.
  - a. Definición general.
  - b. Armado.
4. Pilas.
  - a. Definición general.
  - b. Armado.
5. Equipamientos.
  - a. Definición de apoyos elastoméricos y juntas de dilatación.
  - b. Barandilla
  - c. Jardinera.
  - d. Sumideros
  - e. Báculos de iluminación.
6. Proceso constructivo.
7. Vista tridimensional de la estructura en conjunto.

## CAPITULO VII. VALORACIÓN ECONÓMICA.

## CAPITULO VIII. BIBLIOGRAFÍA.

---

# CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.

---

## ÍNDICE

1. Objetivos.....	4
2. Alcance.....	4
3. Estructura de los contenidos.....	4

### AUTORES:

BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.

PARGO GOICOECHEA, ENRIQUE.

## 1. OBJETIVOS

---

El presente proyecto, cuyo título “ *Estructura de paso superior sobre autovía CV-30 (Ronda Nord)*”, tiene como principal objetivo el proporcionar una solución apropiada al cruce de la CV-30, y así poder conectar la localidad de Burjassot con la ciudad de Valencia.

El proyecto de un puente abarca una gran cantidad de aspectos, desde la propia concepción estructural, hasta otros como puede ser la iluminación, sumideros, estética de la obra, estudio de seguridad y salud y la evaluación del impacto ambiental, etc. Sin embargo, este proyecto se centra en la concepción estructural de la estructura a diseñar.

## 2. ALCANCE

---

El proceso de elección de la solución ha llevado a proponer un puente mixto para el nuevo acceso a la localidad de Burjassot. En el estudio de soluciones el cual será llevado a cabo más adelante se han tomado en cuenta una gran variedad de parámetros para conseguir optimizar en la medida de lo posible el esquema propuesto. Posteriormente, se realiza un predimensionamiento iterativo en base a ciertas comprobaciones esenciales de los principales elementos que componen la estructura mixta (vigas metálicas, tablero y aparatos de apoyo).

Además, en lo referente a las comprobaciones estructurales según la normativa vigente, teniendo en cuenta la complejidad de la solución adoptada, se hacen ciertas simplificaciones. En primer lugar, al tratarse de un puente esviado se ha propuesto la solución de realizar los estribos perpendiculares al trazado del puente y no a la dirección del tráfico que circula por la CV-30. En segundo lugar solo se dispone de información de la geología y geotecnia en uno de los estribos (estribo 2), por lo que se realiza la hipótesis de considerarla idéntica en el otro estribo (estribo 1). También se ha omitido en los cálculos la sobrecarga debida a la fatiga en los elementos estructurales y las cargas debidas a acciones sísmicas. Por último, la herramienta informática usada para los cálculos estructurales es un programa de cálculo lineal, el cual se ha modelizado correctamente para que realice la misma función o de la manera más aproximada que los programas diseñados para el cálculo de efectos de segundo orden no lineales.

El desarrollo del proyecto al cálculo estructural se basa en el uso de un software de cálculo de elementos lineales tipo barra (Metal 3D) comentado anteriormente, y de hojas de cálculo programadas de elaboración propia.

## 3. ESTRUCTURA DE LOS CONTENIDOS

---

La estructuración de los contenidos se divide en siete capítulos.

El presente capítulo (Capítulo 1) se trata de un capítulo introductorio al trabajo final de grado definiéndose los objetivos que se persiguen y la profundidad del estudio realizado.

En el capítulo II se presentan los condicionantes que definen la situación en la que engloba la obra y su geometría aproximada. Dentro de los condicionantes se comenta brevemente el marco general de la obra, es decir donde se encuentra ubicada y por lo tanto las características del entorno. El tráfico es uno de los condicionantes más importantes ya que rige el galibo mínimo que el puente debe superar, al tratarse de una zona de paso de tráfico pesado por debajo de éste. Además se debe tener en cuenta tanto la geotecnia, la cual indica que cimentación es la más apropiada, como la estética al encontrarse situado en una zona muy transitada y moderna de Valencia.

El capítulo III incluye el desarrollo de razonamientos y justificaciones que han dado lugar a la solución estructural que finalmente se propone. En base a los condicionantes del capítulo anterior se plantean una serie de propuestas constructivas (tablero, estribos y pilas). Posteriormente se realiza una justificación de la propuesta considerada y se lleva a cabo la definición general de la misma. Finalmente se efectúa de forma iterativa un predimensionamiento de los elementos que componen la estructura aplicando las acciones de la IAP-11 donde se realizan comprobaciones de ciertos estados límites de servicio (ELS) y estados límites últimos (ELU).

Una vez elegida la opción definitiva se procede a la descripción en profundidad de la solución adoptada en el capítulo IV, en donde se podrán apreciar la base de cálculos y los dimensionamientos de tanto los elementos estructurales (Vigas metálicas, losas, estribos, pilas, aparatos de apoyo, conectores) como

de las cimentaciones de estribos y pilas. Para finalizar con este capítulo se realizará la comprobación del proceso constructivo.

El capítulo V consta de los anejos de hidrología, geología y geotecnia, diseños de equipamientos y programa de trabajos. Los anejos de Cálculo estructural y de estudio de soluciones se ha optado por extraerlos y explicarlos en los capítulos anteriores (Capítulo III y IV).

Una vez se haya definido completamente tanto la estructura como la subestructura del proyecto, en el capítulo VI permite visualizar en su conjunto la solución final propuesta y calculada a través de diferentes planos.

Finalmente, el último capítulo (Capítulo VII) incluye el programa de trabajo a seguir durante la realización de la obra.

# CAPÍTULO II. CONDICIONANTES.

---

## ÍNDICE

1. Marco general de la obra.....	7
2. Trazado y tráfico.....	7
3. Geotecnia.....	8
4. Climatología.....	12
5. Contexto socio-cultural y medioambiental.....	14

### AUTORES:

BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.

PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE.

## 1. MARCO GENERAL DE LA OBRA

El puente a diseñar se engloba dentro del Proyecto Básico de la CV-30 más conocida como la Ronda Nord de Valencia, el puente se encuentra dentro de la provincia de Valencia y de su término municipal en la comarca de L'Horta. Como se puede ver en la siguiente figura la obra se encuentra en la zona exterior de Valencia, concretamente hacia el norte lindando con la población de Burjassot.

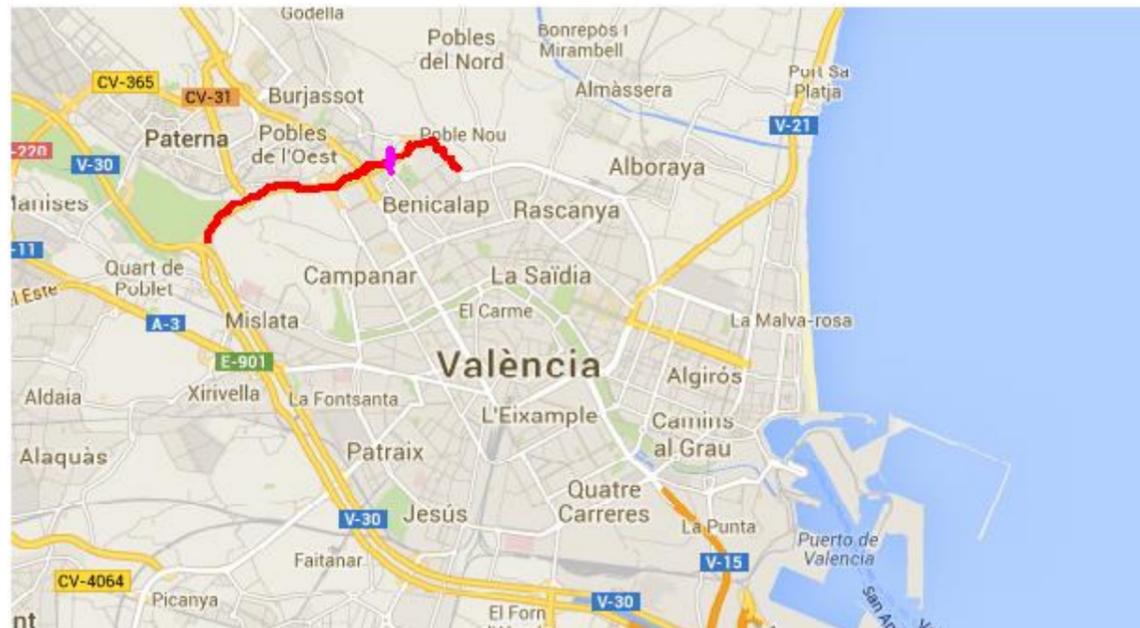


Figura 2.1 – Mapa de la situación de la zona de actuación.

En color rojo se señala el trazado de la CV-30 (Ronda Nord) que transita por la parte inferior de nuestra estructura, en púrpura se señala la ubicación exacta de nuestro paso superior sobre dicha autovía, nuestro puente conecta los municipios de Valencia y Burjassot por medio de la avenida Burjassot.

La comarca de l'Horta es la más densamente poblada de toda la comunidad valenciana, en consecuencia su actividad a nivel industrial, comercial y turística es muy elevada.

Si tomamos como referencia la ciudad de Valencia sus actividades económicas principales se encuentran en el sector industrial y de servicios; sin embargo, en el entorno de nuestra obra se encuentran

poblaciones eminentemente agrícolas con una gran cantidad de suelo dedicado a este fin, algunos ejemplos de estas poblaciones son Carpesa, Benifaraig o Tavernes Blanques.

Si intentamos analizar la red viaria en la ciudad de Valencia nos encontramos como un combinado de un modelo radial en el casco antiguo y un modelo moderno tipo malla en la zona exterior. Además para la circulación por la ciudad existen diversos anillos o cinturones que conectan las vías principales de entrada y salida de la misma. La Ronda Nord junto con la carretera V-30 forma uno de los principales cinturones de la ciudad principalmente para el tráfico pesado que pueda encontrar dificultades para circular por la ciudad.

De esta forma la construcción de la denominada estructura 7 en el proyecto de construcción de la Ronda Nord de Valencia (CV-30) tiene como objetivo asegurar la comunicación estable, lineal y carretera entre los dos municipios evitando en efecto pantalla que podría generar la Ronda Nord entre estos dos municipios de la comarca de l'Horta.

## 2. TRAZADO Y TRÁFICO

Dada la estratégica colocación de nuestra obra este condicionante es fundamental para conseguir el objetivo de funcionalidad en la futura estructura.

En cuanto al trazado se debe destacar que la rasante de coronación está fijada a una altura de 9 metros sobre la autovía inferior y que el puente es totalmente horizontal. Además el puente circula oblicuamente sobre la Ronda Nord, lo que nos obliga a disponer de apoyos intermedios de forma oblicua respecto a los estribos.

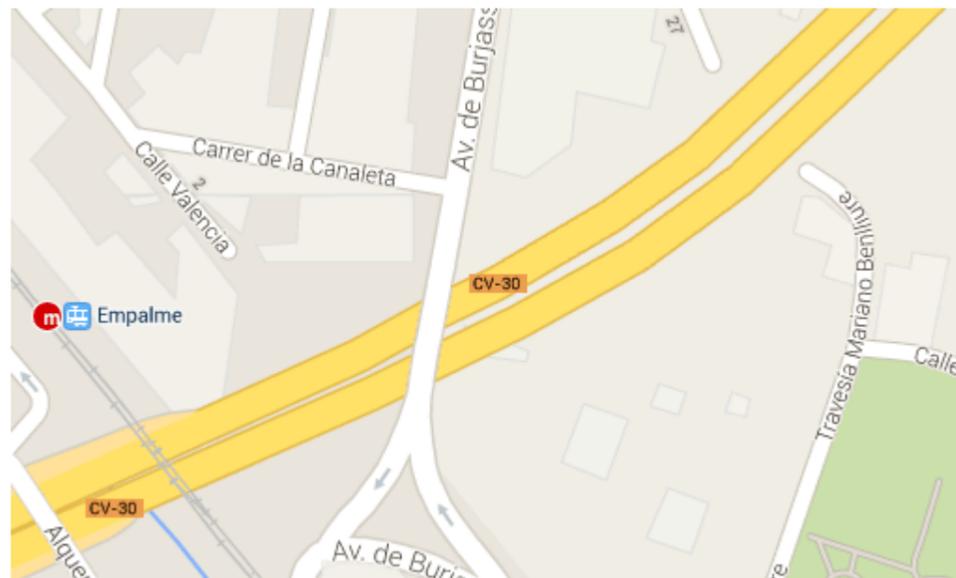
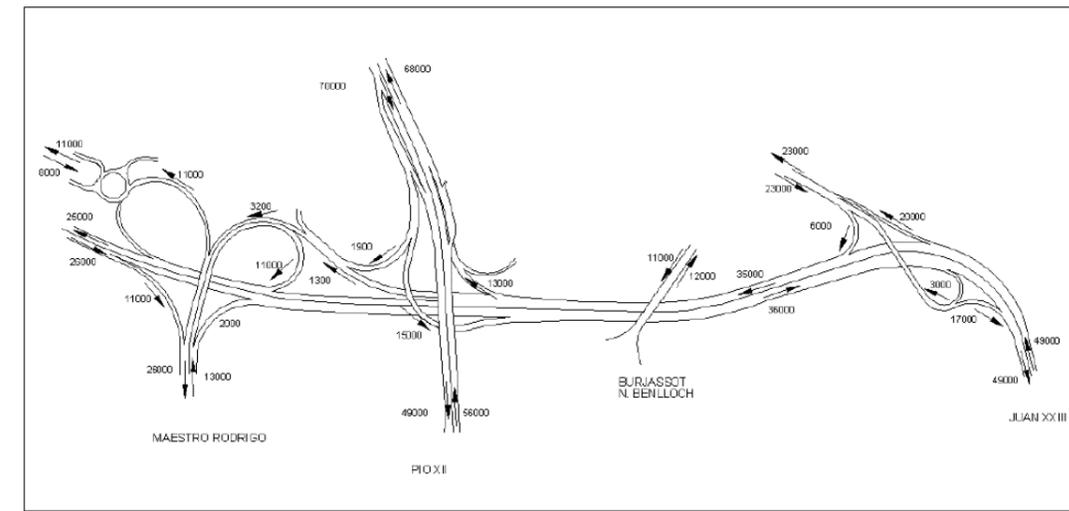


Figura 2.2 – Mapa de configuración geométrica en plana de la estructura.



Fuente: Ayuntamiento de Valencia. Mayo 2004.

Figura 2.3 – Mapa de configuración geométrica en plana de la estructura.

El tráfico es un factor determinante a considerar para determinar la solución óptima a nuestro problema dado que el volumen puede ser muy importante por su cercanía al municipio de Valencia. Además de por este motivo debe ser un tema primordial dado que la Ronda Nord es una de las principales vías de entrada a la ciudad albergando una gran cantidad de tráfico tanto de vehículos ligeros como pesados, por ello, el gálibo libre bajo el puente debe ser el máximo posible para evitar posibles impactos de vehículos contra el tablero. También este efecto debe ser considerado en las pilas de nuestro puente si planteamos un puente con apoyos intermedios definitivos.

Las IMD previstas en el proyecto conjunto de la construcción de la Ronda Norte se muestran en la siguiente figura:

### 3. GEOTECNIA

Como posteriormente se detalla en el anejo geológico y geotécnico el terreno sobre el que tenemos que cimentar los estribos y pilas de nuestro puente distan de ser los mejores para ello, por ello, en nuestro puente nos interesará acudir a la solución que menos reacción vertical genere sobre el terreno; dado que las cargas que debe resistir el puente son las que son deberemos ir a soluciones que disminuyan el peso propio de la estructura para evitar un elevado coste en la cimentación del mismo.

El terreno que nos encontramos según el sondeo que se ha realizado al lado de la posición del estribo Norte del puente es el siguiente:

En primer lugar describiremos el subsuelo desde el punto de vista geológico para después comentar sobre el nivel freático y acabar con una descripción geotécnica de todos y cada uno de los estratos obtenidos de un sondeo realizado por la empresa “Grupo de ingeniería y arquitectura S.L.”.

### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.

La ciudad de Valencia se halla emplazada sobre depósitos de la Edad Cuaternaria (Pleistoceno Superior), situados dentro de una amplia llanura prelitoral.

La formación cuaternaria en la vertical de la ciudad presenta características típicamente deltaicas y se ha formado, fundamentalmente, por las aportaciones del río Turia en su tramos más bajo. Según estas aportaciones se hayan producido en épocas de mayor a menor actividad hidráulica, la granulometría de los sedimentos varía sensiblemente, pudiéndose encontrar desde arcillas y/o limos con porcentajes de finos incluso superiores al 85%, hasta gravas e incluso bolos de más de 15cm de diámetro.

Una característica del río Turia era la de presentar rápidas y violentas crecidas alternando con épocas de mayor tranquilidad hidráulica, lo que, unido a las oscilaciones del nivel del mar durante el Pleistoceno, han producido en el subsuelo una alternancia varias veces repetida de capas, arenas, limos y arcillas, en las que lo normal es la gran erradicidad vertical y horizontal de estos lechos y el que el paso de una capa a otra se realice de una forma gradual, es decir, sin una superficie clara de separación.

Además, la antigua existencia de numerosos brazos del río que atravesaban la ciudad con cauces divagantes y, por supuesto, trasdoses distintos del actual, en lo que esto conlleva de excavación de nuevos lechos y su posterior relleno, bien de forma natural, bien de manera artificial, vienen a distorsionar aún más si cabe la estratigrafía del subsuelo.

Esta información prevista ha sido confirmada plenamente con los reconocimientos efectuados mediante el sondeo mecánico.

### 3.2 NIVEL FREÁTICO.

En el S-1 realizado para la estructura E – 7 se ha podido diferenciar la presencia del nivel freático a una profundidad de 18,000 metros respecto de la boca del sondeo. Contamos con ensayos de laboratorio de las aguas freáticas del sondeo S – 2 en la estructura E-1, cuyos resultados vienen recogidos a continuación:

ENSAYO	RESULTADO
Sulfatos (mgSO <sup>2</sup> <sub>4</sub> /l)	492
Valor de PH	7,0
Residuo seco (mg/l)	1473,0
Magnesio (mgMg <sup>2+</sup> /l)	7,8
Dióxido de carbono agresivo (mgCO <sub>2</sub> /l)	-
Ión Amonio (mgNH <sup>+</sup> <sub>4</sub> /l)	0,14

Tabla 2.1 – Valores medios de las variables climatológicas según la posición geográfica.

### 3.3 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS TERRENOS.

Nivel 0. Terreno vegetal. (0.00 – 1.50 m): Se detecta como nivel más superficial y se compone de arcillas limosas de color marrón oscuro.

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos, se han de tomar con precaución porque al tratarse de una zona de terreno vegetal podría presentar una variabilidad horizontal y en profundidad importante:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\phi=25^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=1.7 \text{ t/m}^3$

**Nivel A. Limos arcillosos (1.50 -7.70 m):** Este nivel se detecta por debajo del anterior y está compuesto por limos arcillosos con abundantes nódulos carbonatados. A mura la cantidad en arcilla aumenta y presenta algunas zonas más carbonatadas.

Se tomó una muestra inalterada (MI) para su posterior ensayo en laboratorio, los resultados más significativos vienen recogidos en la tabla resumen adjunta:

Sondeo	Prof	Clasif	%	%	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Humedad	$\gamma$ (gr/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )
			pasa UNE	pasa UNE						
			5	0.08						
<b>S-1</b>	3.00	CL	88.93	72.28	23.7	14	9.7	11.4	2.08	1.87

Tabla 2.2 – Valores medios de las variables climatológicas según la posición geográfica.

Se trata de materiales de baja plasticidad como bien se deduce en los límites de Atterberg, con un contenido en finos relativamente bajo (pasa por el tamiz 200) un 72.28%, debido a la elevada cuantía de nódulos y matriz limo arenosa.

En tanto a las características de estados de los limos, destacar que las humedades naturales resultan inferiores al límite plástico (comportamiento semisólido). Destaca que no presentan estas arcillas limosas una estructura interna cerrada con densidades secas superiores a 1tn/m<sup>3</sup>.

En tanto a la consistencia de estos finos, por una parte contamos con los resultados obtenidos de las pruebas dinámicas realizadas, con SPT comprendidos entre 16 y 17 golpes.

En el laboratorio se llevaron a cabo dos ensayos de compresión simple con una resistencia de 0.56 kg/cm<sup>2</sup> y 1.97 kg/cm<sup>2</sup> con deformaciones del 1.4 y 4.7% respectivamente lo que indica una rotura frágil de la pieza.

También contamos con un ensayo edométrico del cual se deduce que se trata de unas arcillas normalmente consolidadas, se han obtenido módulos de deformación edométricos para el escalón de carga de 2-4 kg/cm<sup>2</sup> de 110 kg/cm<sup>2</sup> que se corresponden con un módulo de deformación efectivo de 82 kg/cm<sup>2</sup>. Valores que se corresponden con las expresiones del módulo de deformación en función de la resistencia a corte sin drenaje  $E' = 130 \cdot c_u \approx 110 - 130 \text{ kg/cm}^2$ .

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\phi = 25^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c' = 0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d = 1.7 \text{ t/m}^3$
- Resistencia a compresión simple:  $q_u = 1.80 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de deformación efectivo:  $E' = 110 - 130 \text{ kg/cm}^2$

**Nivel B. Costra carbonatada, gravas y limos con cantos (7.70 – 12.80 m)** Este nivel se detecta por debajo del anterior y está compuesto por alternancias de costras calcáreas carbonatadas, con niveles de gravas y limos con cantos. Los clastos son poligénicos, y subredondeados. Se trata de un nivel de comportamiento granular de compacidad muy densa como bien refleja el golpeo obtenido en los SPT con valores en su totalidad de rechazo.

A continuación se detallan las profundidades alcanzadas por los dos subniveles:

Sondeo	Profundidad	Litología
<b>S-1</b>	7.70 – 8.20	Costra Carbonatada
	8.20 – 10.20	Gravas
	10.20 – 11.50	Limos con cantos
	11.50 – 12.80	Costra Carbonatada

Tabla 2.3 – Valores medios de las variables climatológicas según la posición geográfica.

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\phi=40^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.2 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=2.0 \text{ t/m}^3$

Nivel C. Arenas limosas / limos arenosos. (12.80 – 15.50 m) Es el siguiente nivel en ser detectado y se compone de arenas limosas a techo y de limos arenosos a muro.

Se ensayó una muestra alterada a este nivel, quedando encuadrada la misma como una arena limosa del tipo SM según Casagrande, con un contenido en finos (pasa por el tamiz 200, un contenido de 45.07%). No presenta estados de consistencia ( $IP = 0$ )

Los SPT de este nivel, oscilan entre mínimos de 21 golpes y máximos de 36, valor que se asocia a una compacidad densa.

A partir de la clasificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\phi=32-33^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.1 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=1.9 \text{ t/m}^3$

Nivel D. Gravas arenosas (15.50 – 18.80 m) Por debajo de los limos arcillosos se detecta un nivel de gravas con matriz arenosa en el que se intercalan tramos más arenosos. En tanto a la compacidad de este nivel de gravas, indicar que no se puede considerar como representativo el SPT realizado con un  $N_{30}=4$

golpes, previsiblemente este valor que se considera anómalo se debe a la zona de oscilación del nivel freático ( $\approx 18.00 \text{ m}$ ).

Nivel E. Arcillas limosas con nódulos y cantos (18.80 – 30.50 m) Siguiendo con las alternancias de niveles cohesivos y granulares, encontramos un nivel de arcillas limosas con una cuantía de concreciones calcáreas y cantos de grava intercalados en la matriz, las arcillas presentan una plasticidad baja del tipo CL, los resultados más significativos se presentan en la siguiente tabla:

Sondeo	Prof.	Clasif.	% pasa	% pasa	LL	LP	IP	Humedad (%)	Densidad Aparente	Densidad Seca
			UNE 0.08	UNE 5						
S – 1	21.00	CL	56.58	72.31	40.8	22.2	18.6	23.1	2.08	1.69
	24.00	CL	81.16	96.47	36.2	17.8	18.3	18.2	2.14	1.81
	27.00	CL	55.69	94.82	23.9	15.8	8.1	18.4	2.09	1.77

Tabla 2.4 – Valores medios de las variables climatológicas según la posición geográfica.

En lo que respecta a la consistencia de las mimas, los SPT realizados reflejan una consistencia firme con  $N_{30}$  mínimos de 9 – 17 en las zonas con menor cuantía de cantos hasta máximos de prácticamente rechazo en las zonas carbonatadas (Valor medio de 39 golpes). De las compresiones simples se deduce una consistencia media-firme con  $q_u$  comprendidas entre  $0.65 - 2.75 \text{ kg/cm}^2$  (Valor medio de  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ ).

Nivel F. Gravas arenosas densas y calizas brechoides (30.50 – 38.30 m). Nivel de gravas redondeadas en matriz limosa, que apoyan sobre unas calizas brechoides.

Sondeo	Profundidad	Litología
S - 1	30.50 – 34.55	Gravas limosas
	34.55 – 38.30	Calizas brechoides

Tabla 2.5 – Valores medios de las variables climatológicas según la posición geográfica.

Las muestras ensayadas en este nivel de gravas limosas, quedan encuadradas en el grupo GM según Casagrande con un contenido en finos superior al 12%. En general estas gravas presentan una compacidad media-densa con SPT que oscilan entre mínimos de 19 y máximos de 30 golpes. A partir de los 34.55 m se diferencia un nivel de calizas brechoides.

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\varphi=38^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.2 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=2.0 \text{ t/m}^3$

Nivel G. Arcillas limosas carbonatadas muy firmes (38.30 – 40.50 m). El último nivel diferenciado en la serie lo constituye unas arcillas limosas carbonatadas (margas), que presentan una consistencia muy firme.

### 3.4 AGRESIVIDAD DE LOS SUELOS A LOS HORMIGONES

Se han realizado varios ensayos de agresividad de los suelos a los hormigones de las cimentaciones, registrándose contenidos del ión sulfato inferiores a  $2000 \text{ mg/kg SO}_4^-$  que es el límite inferior que establece la EHE para considerar un suelo como agresivo en la tabla 8.2.3.b.

## 4. CLIMATOLOGÍA

En este apartado se va a presentar toda la información climatológica de la ciudad de Valencia, dada la cercanía de la estación meteorológica vamos a tomar como referencia la estación que se encuentra en NOU CAMPANAR – SANT PAU. En ella obtenemos informaciones de carácter anual sobre los diversos parámetros climatológicos que presentan relevancia a la hora de plantear nuestra solución para el paso superior. A continuación se presentan algunos gráficos indicativos de estos parámetros:

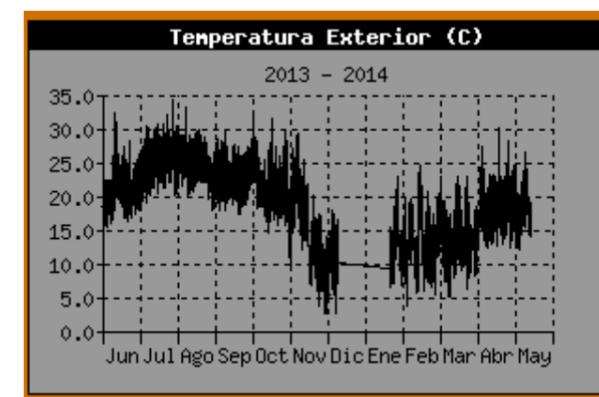


Figura 2.4 – Gráfico anual de temperatura exterior en grados centígrados.

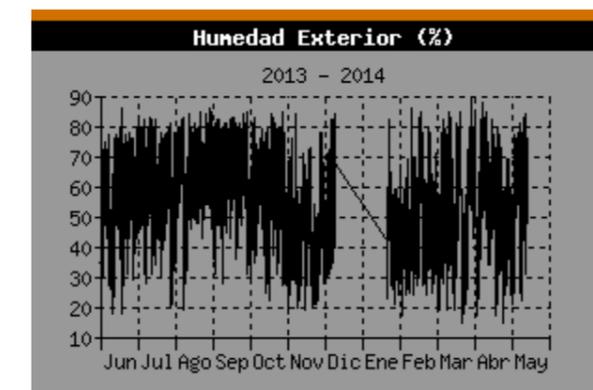


Figura 2.5 – Gráfico anual de humedad exterior en %

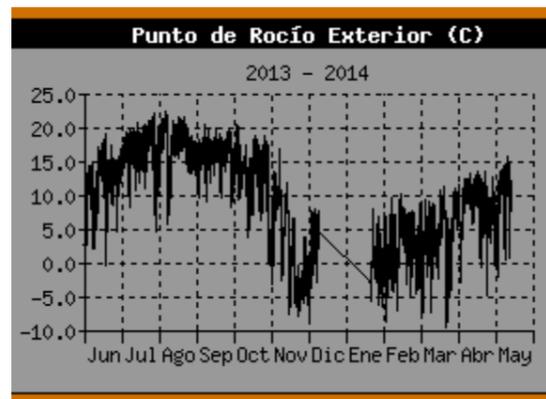


Figura 2.6 – Gráfico anual de punto de rocío exterior en grados centígrados.

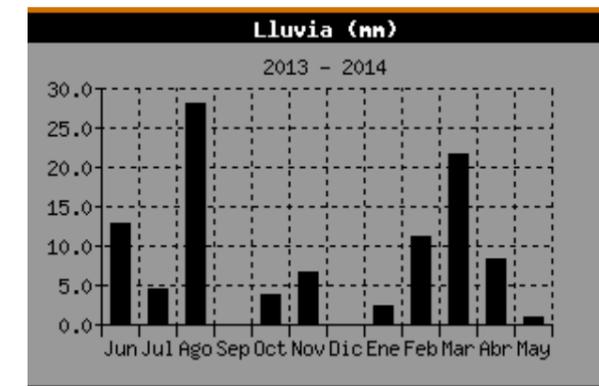


Figura 2.9 – Gráfico anual de punto lluvia caída en periodos mensuales en mm.



Figura 2.7 – Gráfico anual de la dirección del viento.

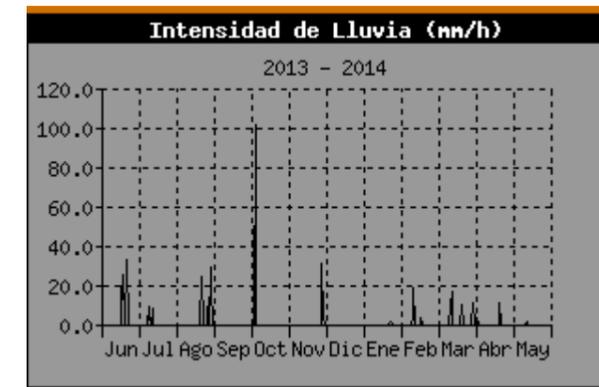


Figura 2.10 – Gráfico anual de punto la intensidad de lluvia en mm/h.

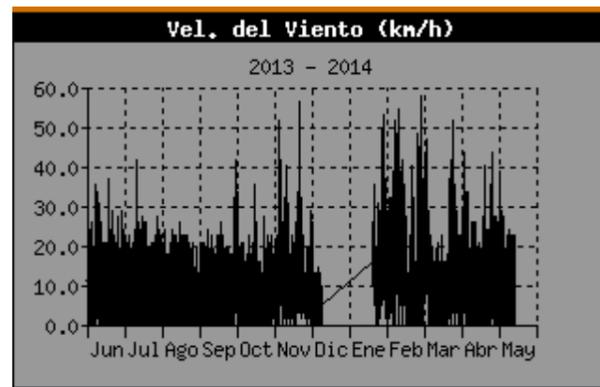


Figura 2.8 – Gráfico anual de la velocidad del viento.

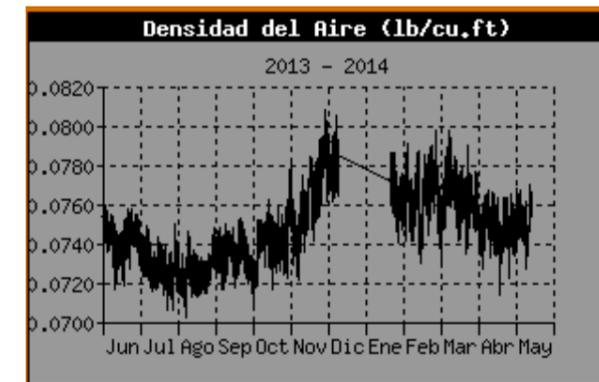


Figura 2.11 – Gráfico anual de la densidad del aire.

Además de la información obtenida de dicha central meteorológica se ha acudido a la web de la agencia española de meteorología ([www.aemet.es](http://www.aemet.es)) para obtener los datos de los históricos de algunos de estos parámetros, en concreto se presenta información desde el año 1971 hasta el 2000.

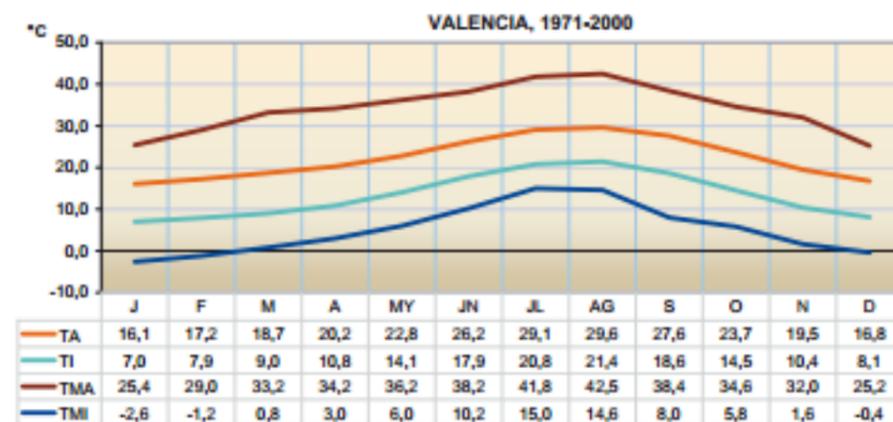


Figura 2.12 – Gráfico de temperatura del aire en la ciudad de Valencia.

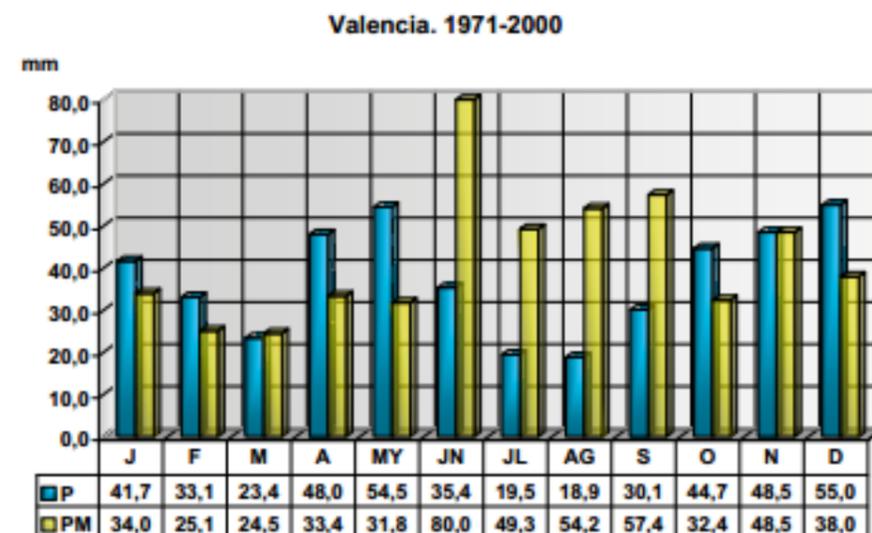


Figura 2.13 – Gráfico de precipitación en la ciudad de Valencia.

Para finalizar según la posición geográfica de la obra podemos asociar unos valores medios para ciertas variables climatológicas; la ciudad de Valencia se caracteriza por un Clima Mediterráneo marítimo o subtropical siendo los valores medios de sus climáticas las siguientes:

Parámetro	Valor Medio
Temperatura media anual	17°C
Temperatura media del mes más frío	10 – 12 °C
Temperatura media del mes más cálido	24 – 26°C
Media anual de días de helada	1 – 10 días
ETP media anual	850 mm
Precipitación anual media	400 – 500 mm
Déficit medio anual	400 – 600 mm
Duración media del período seco	4 – 6 meses
Precipitación de invierno	22 %
Precipitación de primavera	21%
Precipitación de otoño	43 %

Tabla 2.6 – Valores medios de las variables climatológicas según la posición geográfica.

## 5. CONTEXTO SOCIOCULTURAL Y MEDIOAMBIENTAL

---

Como se ha indicado con anterioridad el paso superior que estamos proyectando se sitúa por encima de unas de las principales vías de acceso a la ciudad de Valencia, por ello existe un interés general en la realización de una estructura funcional, económica e integrada tanto medioambientalmente como estéticamente en el marco cultural y arquitectónico de la ciudad.

Dada la estratégica posición del puente un criterio a considerar será la estética del mismo, para considerarla se va a proceder a describir los estilos arquitectónicos, de vida y condiciones medioambientales que rodean a la estructura que estamos proyectando.

### 5.1 ESTILOS ARQUITECTÓNICOS ALREDEDOR

El paso superior conecta la ciudad fallera en el lado de Valencia con la población de Burjassot. En general en Valencia existen diferentes estilos arquitectónicos desatancándose el estilo gótico por la catedral de Valencia y el moderno dado que la ciudad ha incrementado notablemente los edificios simbólicos en los últimos años.

Si nos centramos particularmente en la zona aledaña a la obra observamos el siguiente perfil arquitectónico y funcional.

La ciudad fallera de Valencia es un barrio de la capital del Túria que recoge en su interior a la mayoría de artistas falleros de los monumentos que presiden estas celebraciones. Las construcciones que se hallan en dicho barrio son fundamentalmente naves industriales o edificios de viviendas de los barrios periféricos de una típica ciudad portuaria. Esta “ciudad” representa un importante núcleo cultural de la ciudad pese a que las obras más emblemáticas de la ciudad no se encuentran situadas cerca de dicho barrio.<sup>45</sup>

En otro extremo encontramos una zona periférica del municipio de Burjassot en la cual se posicionan una alternancia de nuevas construcciones de viviendas con antiguas naves de carácter industrial, en este caso no encontramos ningún núcleo cultural importante, no obstante, al tratarse de un barrio periférico el tráfico entre la ciudad de Valencia y la de Burjassot puede ser importante a las horas punta de desplazamiento al lugar de trabajo.

### 5.2 CONDICIONES MEDIOAMBIENTALES PREVIAS

La periferia de la ciudad de Valencia, en general, y el emplazamiento de nuestra obra, en particular, tradicionalmente ha sido destinada a la producción agrícola, dicha huerta valenciana nació en la época del imperio romano, cuando Valencia fue un centro logístico y de hibernación para sus campañas de conquista en Iberia. Los romanos introdujeron nuevos cultivos, como los cereales, el olivo y la vid; no obstante estos y por las condiciones propias del entorno no eran suficientemente productivos.

Aunque lo que hoy conocemos realmente como la huerta valenciana se desarrolló en la Edad Media, durante el periodo islámico. Ya que los musulmanes crearon una importante red de infraestructuras de irrigación: acequias, azudes y pequeñas presas. Esta red derivaba las fuertes avenidas del Turia y los barrancos, consiguiendo desecar grandes zonas pantanosas y llevando el riego a los campos. Al mismo tiempo se desarrollaron diversas actividades a lo largo de estas infraestructuras como: molinos de agua o lavaderos.

# CAPÍTULO III. ESTUDIO DE SOLUCIONES

---

## ÍNDICE

1. Introducción y condicionantes.....	17
2. Estudio de alternativas.....	18
3. Estudio de pilas.....	24
4. Estudio de estribos.....	25
5. Definición de la solución adoptada.....	26

AUTORES:

BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.

PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE.

## 1. INTRODUCCIÓN Y CONDICIONANTES

El objetivo de este capítulo consiste en el desarrollo de la metodología seguida para el desarrollo de la solución adoptada.

Partiendo de una serie de condicionantes naturales y funcionales mostrados en el capítulo anterior (Capítulo II), se pretende analizar las principales soluciones posibles. Seguidamente se plantean las alternativas adecuadas y de todas estas se seleccionará la solución óptima en base a un análisis multicriterio.

A continuación se realizan una serie de estudios para intentar entender el comportamiento de la estructura y conseguir una solución justificada racionalmente: estudio de la sección transversal del tablero, de las plas y de los estribos así como la cimentación idónea para estos elementos estructurales en base al terreno descrito con anterioridad en el capítulo II.

### 1.1 CONDICIONANTES

A continuación se resumen los condicionantes más importantes que llevarán a definir las posibles alternativas a estudiar. Éstos han sido clasificados en condicionantes naturales, funcionales y sociales.

#### 1.1.1 CONDICIONANTES NATURALES.

Los condicionantes naturales son aquellos definidos por el entorno en los que se encuentra situada la obra, tales como la topografía, la geología y geotecnia o la climatología.

#### TOPOGRAFIA

La topografía que existe en el emplazamiento de la obra se corresponde con una topografía alterada ocasionada por un movimiento de tierras para la construcción de la autovía CV-30 más conocida como Ronda Nord de Valencia. Por ello se observa una disposición cuasi-horizontal en la vía inferior y unos taludes subverticales a ambos márgenes donde colocaremos los estribos de la estructura.

#### GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

La naturaleza del suelo es determinante en la selección del tipo de cimentación, el terreno sobre el que apoya la estructura es de baja capacidad portante, como se expone en el Capítulo V dentro del anejo geológico y geotécnico, por lo que se aconseja utilizar una cimentación profunda.

Para la caracterización geotécnica de los estratos se ha utilizado un sondeo en uno de los futuros estribos. Los resultados se resumen en una serie de estratos:

<u>Nivel</u>	<u>Tipo de terreno</u>	<u>Profundidad (m)</u>
<b>0</b>	Terreno Vegetal	0.00 – 1.50
<b>A</b>	Limos arcillosos	1.50 – 7.70
<b>B</b>	Gravas y limos con cantos	7.70 – 12.80
<b>C</b>	Arenas limosas o limos arenosos	12.80 – 15.50
<b>D</b>	Gravas arenosas	15.50 – 18.80
<b>E</b>	Arcillas limosas	18.80 – 30.50
<b>F</b>	Gravas arenosas densas y calizas brechoides	30.50 – 38.30

Tabla 3.1 – Descripción geotécnica del terreno por estratos.

#### CLIMATOLOGÍA

La climatología es un factor muy importante ya que dependiendo de algunos de los parámetros meteorológicos anteriormente descritos nuestra estructura va a experimentar una serie de deformación y/o tensiones adicionales que pueden llevar al colapso de la misma ya sea por fallo estructural o por fallo en la cimentación.

En particular, si se opta por un puente formado por varios materiales trabajando en conjunto la diferencia de temperatura puede generar movimientos relativos que provocarían deformaciones en la obra.

Además, es importante considerar el caudal pluviométrico de diseño para dimensionar y optimizar el drenaje superficial del tablero del puente teniendo en cuenta la funcionalidad del conjunto puente y vía rápida inferior.

Por otro lado, si se opta por un tablero de gran canto como podría ser un tablero de vigas, el viento es una acción que puede cobrar importancia para el diseño del mismo dado que solicita al tablero en flexión de eje débil.

### 1.1.2 CONDICIONANTES FUNCIONALES

#### TRAZADO Y TRÁFICO

Dado que el puente que se pretende diseñar conecta dos municipios de gran envergadura el tráfico previsto debe ser un criterio fundamental de diseño del tablero. Éste será el que nos rijan en número de viales de circulación necesarios para el óptimo funcionamiento de la estructura con respecto al objetivo inicial propuesto.

Otro factor condicionante es la vía inferior que circula perpendicular al tablero, esto limita el canto del tablero impidiendo el impacto de cualquier tipo de vehículo con el tablero de la estructura. Además teniendo en cuenta este criterio las pilas, si hubiera, deben ser diseñadas previendo esta posible acción accidental por impacto.

Como condición previa de diseño se impone que debe tener dos aceras peatonales, este requisito implica que se debe disponer una acera elevada o una barrera vehicular que proteja a dichos peatones del atropello de un vehículo que circule por la calzada. Además de la protección de los peatones frente al tráfico también se debe proteger a dichos peatones frente a la caída a distinto nivel que implicaría caer desde el tablero del puente a la autovía que circula en la parte inferior. Para dicho fin se dispondrá de una barandilla para peatones en los extremos del tablero.

El diseño en planta de la estructura requiere de una esviaje con respecto a la autovía, en consecuencia se generan luces mayores de las inicialmente previstas como paso superior de autovía; por tanto, podría ser conveniente acudir a tipologías que resuelvan el paso superior mediante un único vano como un puente tipo arco.

### 1.1.3 CONTEXTO SOCIO-CULTURAL.

Dada la situación estratégica de la obra situada en una de las principales vías rápidas de acceso a la ciudad la estética y relación con su entorno cobra una vital importancia para hacer de la obra una transición entre el paisaje rural que rodea a la ciudad y la entrada a una ciudad que representa una de las principales potencias del país a nivel económico, turístico y cultural. Además dada la cercanía a uno de

los núcleos culturales más importantes de la ciudad, la “Ciutat Fallera” la obra se presenta como una oportunidad ineludible de realizar un guiño a esta tradición centenaria que está arraigada en el espíritu de todos los valencianos.

## 2. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

El conjunto de condicionantes naturales, funcionales y socioculturales intervienen principalmente en la definición del ancho de plataforma y en las posibilidades de disposición de apoyos. En este caso la condición del trazado y tráfico es la más restrictiva dado que nos limita a un solo apoyo intermedio como máximo y nos restringe el canto máximo del tablero para permitir la libre circulación de los vehículos por la calzada inferior.

A continuación se indica la medida entre vanos de las diferentes alternativas a proponer:

- 1 vano de 69.05 metros de luz.
- 2 vanos asimétricos de 36.69 metros y 32.35 metros.

No obstante si se desea utilizar la opción de dos vanos cabe destacar que los apoyos intermedios presentarán un esviaje con respecto al tablero dado que el puente no discurre perpendicularmente a la calzada inferior.

Una vez sintetizadas las condiciones más restrictivas que marcan el diseño de la estructura se siguen los siguientes pasos para desarrollar las alternativas:

- i. Proponer esquemas resistentes.
- ii. Proponer secciones transversales para ellos.
- iii. Proponer subestructuras (pilas y estribos)
- iv. Estudio de cimentaciones
- v. Elegir las propuestas finales más apropiadas para su conjunto.

### 2.1 ESQUEMAS RESISTENTES

En la actualidad se usan básicamente dos materiales en el ámbito de la construcción: el hormigón y el acero. A su vez, se diferencian también dos tipos de elementos estructurales: elementos resistentes a tracción y elementos resistentes a compresión. En primer lugar el material óptimo de trabajo a tracción es el acero, mientras que para el trabajo a compresión se usa el hormigón. Para resistir flexiones

utilizaremos un sistema combinado de acero o de las dos anteriores, siendo este último el sistema de mayor rendimiento tanto económico como estructural.

Para la concepción del puente se debe tratar de utilizar cada uno de los materiales como mejor se adapte a su forma de trabajo, es decir, que el acero se encargue de resistir las tracciones y el hormigón de las compresiones.

Utilizando esta filosofía encontramos diversas tipologías que son capaces de resolver el problema de manera suficientemente eficiente, estas tipologías son:

- Puente viga.
- Puente arco
- Puente atirantado y colgante.

Estas tipologías definen diferentes sistemas estructurales primarios que estudiaremos a continuación con detenimiento para llegar a una solución óptima según los condicionantes anteriormente citados. Todo ello sin olvidar el papel que juega el proceso constructivo de la obra, que puede invalidar alguna tipología anteriormente citada ya sea por la dilatación temporal o por la complejidad del mismo.

#### i. PUENTE VIGA

Los puentes viga se caracterizan por su simplicidad estructural, muy adecuado para luces pequeñas donde no tienen competencia en términos económicos, sin embargo, a mayores luces se obtienen mayores esfuerzos flectores requiriendo un canto mayor y por tanto mayor peso propio. Al igual que el flector, el precio crece exponencialmente con la luz.

Si pensamos en este tipo de puentes realizados en hormigón podemos distinguir diferentes categorías en cuanto a su colocación en obra:

- Puentes de vigas prefabricadas.
- Puentes de vigas hormigonadas “in situ”

Sin embargo, si nos fijamos en el material que compone dichas vigas podemos diferenciar entre otros dos tipos:

- Hormigón armado.
- Hormigón pretensado.

El hormigón armado al salvar como máximo una luz de alrededor de 20 metros no nos aplica como solución a nuestro paso superior. En cambio, el hormigón pretensado presenta unas mejores cualidades con la ventaja de disponer un área de la cabeza inferior suficientemente ancha para ser capaz de resistir las compresiones inducidas por el pretensado (secciones en doble T). Además, las esbelteces oscilan entre  $h=L/20$  y  $h=L/15$ , siendo la L máxima aproximada que ha de salvar el puente de unos 40 metros resulta un canto de 2.66 metros y por lo tanto se acerca al gálibo mínimo permitido para la circulación en autovías según la 3.1 IC- Instrucción de carreteras, estimada en 5,30 metros.

Por otro lado existen este tipo de soluciones con vigas metálicas formando un puente mixto donde los materiales trabajan racionalmente con sus propiedades mecánicas y de esta manera deducimos el peso propio de la estructura aumentando las propiedades mecánicas de la sección total. La relación de canto luz oscilan entorno al  $1/20$  pudiendo realizarse secciones más esbeltas, por tanto nuestro puente es eficiente ya que se dispone de una luz de 40 metros.

#### VIGA EN CAJÓN

Este tipo de viga presenta ventajas respecto a las anteriores, ya que tiene una gran cabeza superior e inferior, lo que le hace soportar grandes momentos flectores, además su condición de sección cerrada aumenta el módulo de torsión y alabeo, y su rigidez transversal permite reducir el espesor de las paredes que lo conforman.

Estas propiedades permiten sacar el máximo rendimiento a la distribución del material, obteniéndose tableros muy ligeros y resistentes, lo que la convierten en un tablero ideal para puentes de gran luz. En nuestro caso, dado que la luz que tenemos que salvar es moderada, la mano de obra puede comprometer el coste económico de ésta.

En general las relaciones canto luz son de  $1/20$  en apoyos y  $1/50$  en centro vano, así que cumple perfectamente con los condicionantes de trazado anteriormente citados.

#### ii. PUENTE ARCO

El puente arco está constituido por dos elementos fundamentalmente: el arco, principal elemento resistente y el tablero, con un papel resistente secundario. La forma del arco viene determinada con el antifunicular de la carga permanente del puente, mientras que la geometría del tablero se acopla a las exigencias de la rasante de la carretera.

Dentro de este sistema estructural primario, existen tres categorías diferentes:

- Arco con tablero superior
- Arco con tablero intermedio
- Arco con tablero inferior

En el arco con tablero superior, las cargas aparecen en el tablero y se transmiten al arco por medio de los pilares o columnas que se disponen entre el tablero y el arco, finalmente el arco mediante un sistema de compresiones lleva la carga a los estribos del mismo.

Sin embargo, el puente arco con tablero intermedio recoge las cargas con pilas o con péndolas en función de la posición de las mismas, es decir, si nos encontramos en los extremos del puente, lo haremos mediante pilas, mientras que en la parte central, dado que el arco se situará por encima del tablero, lo haremos mediante péndolas.

Finalmente, en el puente arco con tablero inferior, las cargas que recoge el tablero, serán transmitidas al arco mediante las péndolas transmitiendo los esfuerzos a cimentación. En esta tipología podemos conectar el tablero al arco en los extremos, de forma que el tablero recoge las acciones horizontales que el arco transmitiría a la cimentación. Esto lo hace factible para ser cimentado en cualquier tipo de terreno.

El material de los arcos puede ser de hormigón o metálico, siendo generalmente la relación entre flecha y luz de 1/6. Por otro lado, el tablero puede conformarse también de hormigón o de acero y su canto depende de la separación de las péndolas

### iii. PUENTE ATIRANTADO

El puente atirantado está constituido principalmente por tres elementos: pilono, cables y tablero. Los cables inclinados arrancan en los pilonos y se anclan en el tablero. El atirantamiento al pilono es un sistema muy adecuado para luces medias y largas, ya que utiliza un mecanismo de axil mucho más eficiente que el de flexión.

En cuanto a los materiales que conforman este tipo de puentes se utiliza acero en los cables o tirantes y en general se utiliza hormigón armado para las torres. El tablero puede estar conformado por hormigón, acero o mixto.

La disposición de los tirantes puede ser en abanico, arpa o semiabanico/semiarpa. La solución en abanico ofrece una serie de ventajas estructurales: ahorro de acero en los tirantes, esfuerzos axiales menores en el dintel y menor flexión en las pilas principales. En contraposición, presentan el inconveniente de la complejidad de acoplar el anclaje de muchos tirantes en la cabeza de la torre.

La solución en arpa es menos eficaz estructuralmente pero la componente estética es claramente superior debido al orden que ofrece la distribución de tirantes. Por ello, la solución óptima puede ser la solución intermedia.

Respecto a la separación de los tirantes en el dintel, conviene que no sea elevada, entre 5 y 15 metros para tableros de hormigón y entre 10 y 20 metros para tablero metálicos.

En cuanto a la distribución de los tirantes en planta se distinguen dos tipos principales:

- Un solo plano situado en el eje
- Dos planos situados en los bordes laterales

Disponiendo un plano central de tirantes estos solo resisten la flexión longitudinal, mientras que las acciones no centradas y torsoras, deben ser resistidas por el tablero, en cambio, con dos planos de tirantes se coacciona la flexión y la torsión general existente en el tablero.

El ámbito de luces de esta tipología se encuentra entre los 100 y 1000 metros con importantes esbelteces en el tablero. Por tanto, esta tipología se podría adaptar resolviendo el paso superior con un único vano.

## 2.2 SELECCIÓN DE ESQUEMAS RESISTENTES Y SECCIONES TRANSVERSALES

Según lo expuesto anteriormente serán apropiados tres esquemas resistentes: el puente viga, el arco con tablero inferior y el atirantado convencional. Pese a que existen un conjunto de soluciones con diversos materiales, se ha propuesto 3 soluciones concretas que son las siguientes:

- Puente viga de tablero mixto y de vigas abiertas.
- Puente arco de tablero inferior y mixto.
- Puente atirantado de vano único con tablero mixto.

A continuación se desarrolla de manera más concreta cada una de estas alternativas desde el punto de vista estructural, económico, medioambiental y sociocultural.

PUENTE VIGA DE TABLERO MIXTO Y DE VIGAS ABIERTAS.

Para la resolución de la problemática que nos ocupa con esta tipología se propone la formación de un tablero mixto formado por vigas metálicas paralelas y continuas coronadas con una capa de compresión a la cual añadiéndole un pequeño espesor de aglomerado bituminoso forma la capa de rodadura. Este gran bloque de hormigón además dota a la estructura de gran inercia que limita las flechas que aparecen en ella.

Esta tipología estructural aprovecha racionalmente los materiales dispuestos haciendo trabajar al hormigón a compresión y a las vigas metálicas a tracción, salvo en la zona de momentos negativos que para optimizar la disposición de materiales se añade una capa de compresión en la zona inferior de las vigas metálicas, a este fenómeno se le conoce como doble acción mixta.

Se ha preferido la solución mixta frente a la de hormigón debido a que requiere de menor peso propio muy interesante debido a las pobres condiciones de cimentación, reducir peso disminuye las reacciones verticales y, por tanto, reduce el coste de la cimentación. Además, dado que la ciudad de Valencia tiene un proceso expansivo constante puede ser necesario la ampliación o incluso el desplazamiento del paso superior, por ello la solución mixta se impone frente a la solución de hormigón con mucha claridad. Por último, dado que el paso superior se encuentra en una zona susceptible de sufrir acciones accidentales por impacto sobre el tablero la solución mixta ofrece mayores facilidades para el refuerzo de las vigas metálicas si se vieran afectadas.

Tanto la capa de rodadura como las vigas metálicas están unidas con una serie de conectadores para asegurar el trabajo conjunto de la sección global. Los conectadores que se van a disponer entre el hormigón y el acero estructural van a ser de tipo flexible para evitar la aparición de esfuerzos debido a la acción térmica, no obstante, no hay que despreciar las deformaciones que esta acción incluirá.

En cuanto a la disposición en alzado del puente, se ejecuta mediante dos vanos generando un apoyo en la mediana de la autovía que circula por la parte inferior. Dada la longitud moderada de los vanos tiene sentido simplificar la fabricación de las vigas metálicas a vigas de canto constante ya que no se va a desperdiciar una gran cantidad de material pero, sin embargo, ahorraremos una gran cantidad de dinero en mano de obra. Este canto constante generará chapas sometidas a flexión de gran superficie pero de espesor muy reducido y pueden ser susceptibles de abolladura, para evitar este fenómeno se dispondrán rigidizadores verticales separados a una distancia determinada según cálculo.



Figura 3.1 – Sección transversal de simple acción mixta.



Figura 3.2 – Sección transversal de doble acción mixta.

La construcción de este tipo de puentes es la menos compleja de realizar debido a la enorme prefabricación a la que da lugar este tipo de puente; las vigas metálicas se colocan izándolas mediante grúas y se sostienen apoyándose en la pila central sin la necesidad de cimbras intermedias, todo ello colabora con la mínima interferencia con el entorno alrededor de la obra. Todo ello conlleva un menor coste global del proceso constructivo de la estructura.

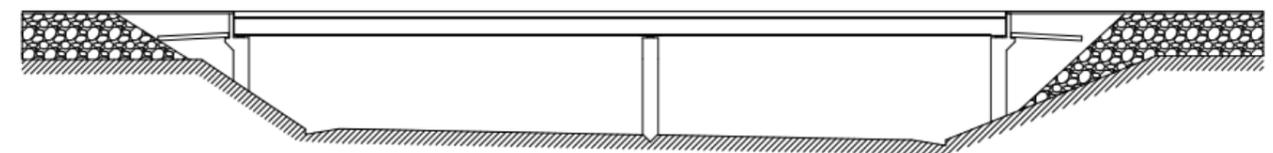


Figura 3.3 – Alzado Puente mixto de vigas abiertas.

### PUENTE ARCO DE TABLERO INFERIOR Y MIXTO

La concepción de este puente se ha basado en un homenaje al escritor valenciano Vicente Blasco Ibáñez y a su obra “Cañas y barro” ya que intenta transmitir la trayectoria descrita por una piedra en contacto con el agua al igual que el personaje Toni de la obra que consumió sus años tratando de formar un terreno artificial volcando ciento seco en la albufera.

Para resolver el paso superior con un puente arco de tablero inferior y mixto se ha preferido disponer dos vanos con dos arcos de hormigón de diferentes dimensiones en cada vano.

Con respecto a la sección transversal del arco el área de la misma depende del esfuerzo axial que soporte. Por otro lado, la inercia vertical depende de su relación con la del tablero. Esta disposición suele estar constituida por arcos de ama llena con reacciones canto luz del orden de longitud /100 y dinteles gruesos a los que se les confía la rigidez a flexión para resistir los esfuerzos de las cargas no funiculares.

El tablero deberá diseñarse metálico, pues actúa como tirante que absorbe la componente horizontal de las cargas transmitidas por el arco a los apoyos.

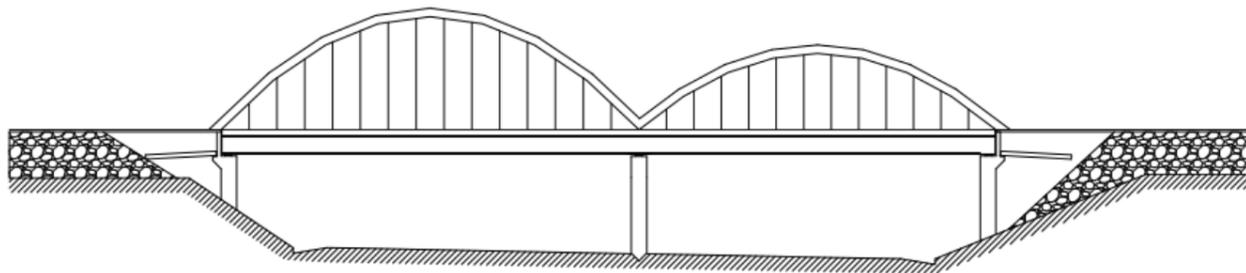


Figura 3.4 – Alzado del puente arco con tablero inferior y mixto

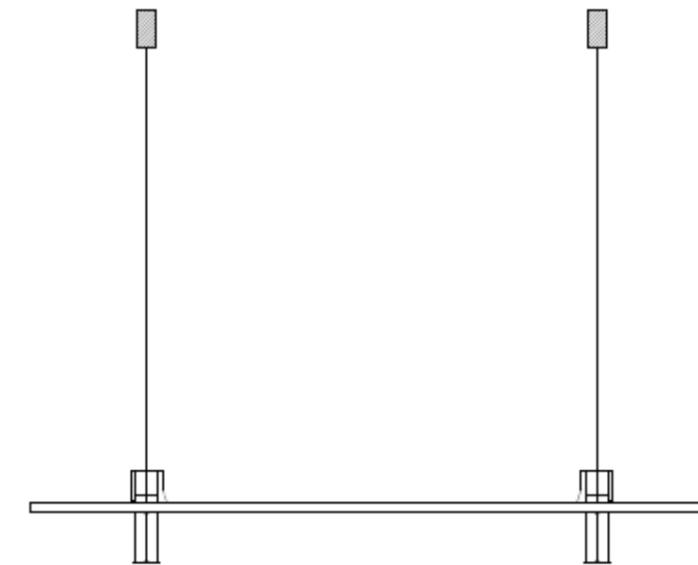


Figura 3.5 – Sección transversal del puente arco con péndolas ancladas en la jardinera.

Esta tipología de puente conlleva una construcción muy compleja debido a la necesidad de disponer cimbras en la autovía que por abajo circula y por tanto impediría el desarrollo conjunto de las dos actividades, por un lado la construcción de la estructura y por otro la libre circulación por esta importante vía de acceso a la ciudad. Dado que es imposible la construcción por el procedimiento anteriormente descrito se llevarían a cabo mediante voladizos sucesivos implicando un gran coste en el global de la obra.

### PUENTE ATIRANTADO DE VANO ÚNICO CON TABLERO MIXTO

Un puente atirantado es una estructura altamente hiperestática bastante esbelta y flexible con un comportamiento claramente no lineal.

Dado que los puentes atirantados resuelven grandes luces, se ha propuesto resolver el paso superior con un único vano de 69 metros. La colocación del pilono se realizará en un extremo, concretamente en el extremo del municipio de Valencia ya que se dispone de una zona apropiada para ello y justo al lado un terreno donde poder anclar los tirantes de retenida.

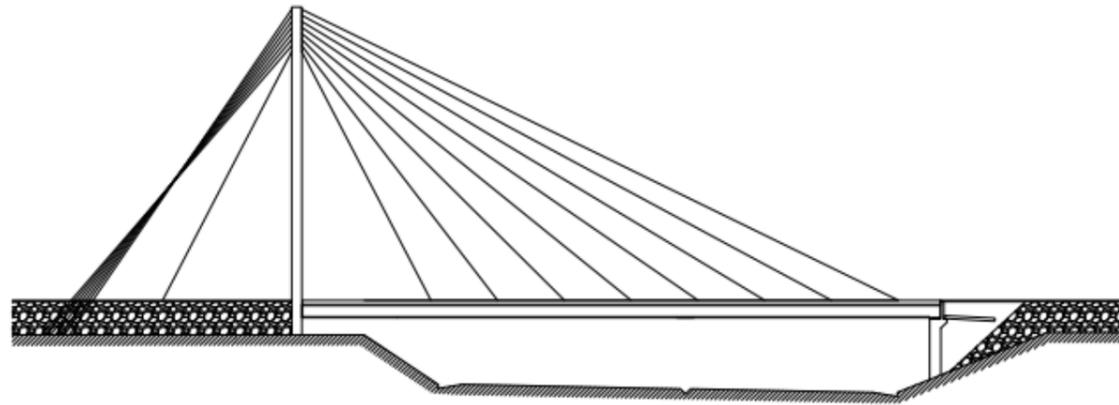


Figura 3.6 – Alzado del puente atirantado de vano único con tablero mixto.

La sección transversal utilizada para dos planos verticales de tirantes situados en los bordes laterales, consiste en dos vigas laterales longitudinales, las cuales transmiten a los tirantes las cargas del tablero. Además, se disponen vigas transversales metálicas que se encarguen de arriostrar a las longitudinales. Las dos vigas longitudinales son vigas de hormigón armado en forma de V, ubicadas justo debajo de las jardineras ya que es la zona donde se van a anclar los tirantes.

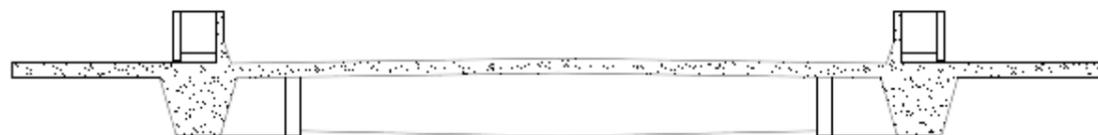


Figura 3.7 – Sección transversal del puente atirantado de vano único con tablero mixto

El diseño de la torre está condicionado por el tipo de atirantamiento a disponer. En el caso de atirantamiento en los bordes puede plantearse una torre con dos pilas rectas de borde arriostradas entre sí para resistir mejor las cargas de viento transversal, pero la opción optada consiste en la inclinación de las pilas, una hacia la otra con lo que se consigue un notable aumento de la rigidez transversal.



Figura 3.7 – Alzado del pilono para atirantamiento en los bordes.

Se disponen de vigas transversales cada 4 metros, es decir, en las secciones de anclaje de tirantes en el dintel y a una distancia intermedia entre la separación de dos anclajes consecutivos.

### 3. ESTUDIO DE PILAS

El estudio de pilas ha sido limitado por condicionantes de trazado debido a que por la zona inferior del puente se encuentra la autovía CV-30 (Ronda Nord) y por tanto el único lugar donde poder albergar la pila es en la zona de la mediana.

Dependiendo del estudio de alternativas del apartado desarrollado anteriormente se plantean diferentes tipos de pilas, y así, poder salvar la luz total a través de dos vanos.

La cabeza de las pilas debe constituir un apoyo adecuado para el tablero. Al ser los tableros planteados en su totalidad de vigas, pueden utilizarse diferentes tipologías de pilas con o sin diafragma continuo como apoyo del tablero. Si en la sección transversal, las vigas longitudinales se encuentran muy separadas entre sí, es probable que la distancia sea demasiado elevada como para utilizar un diafragma continuo.

A continuación se presentan las diferentes tipologías de pilas que se plantean para su puesta en obra.

- Puente viga de tablero mixto y vigas abiertas

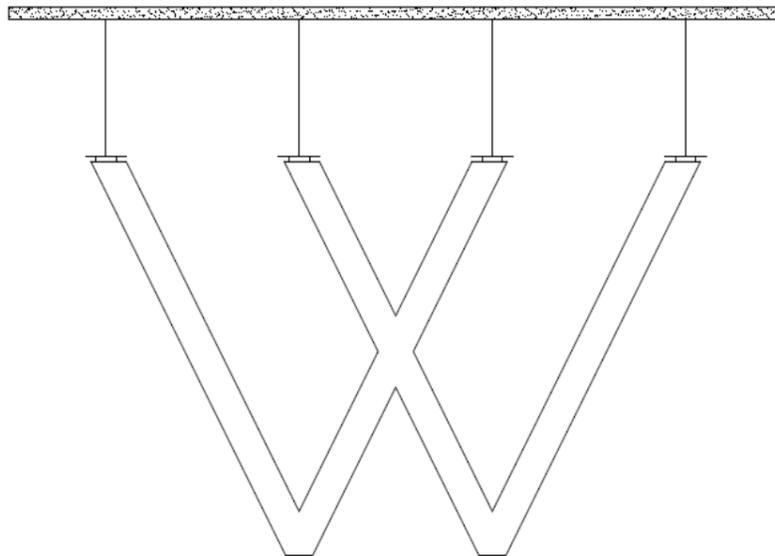


Figura 3.8– Pila en W.

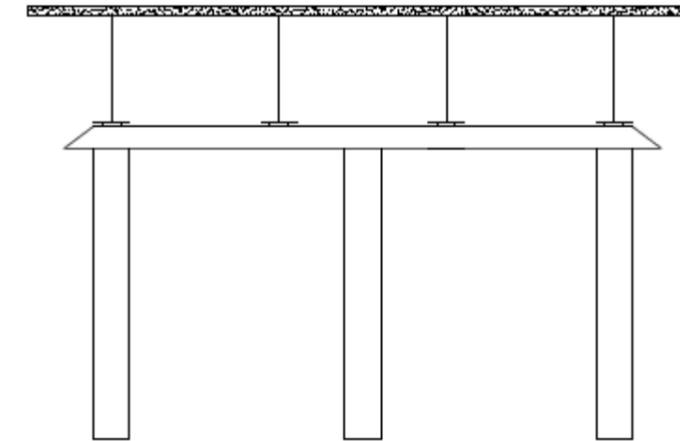


Figura 3.9– Pila con dintel transversal.

- Puente arco de tablero inferior y mixto

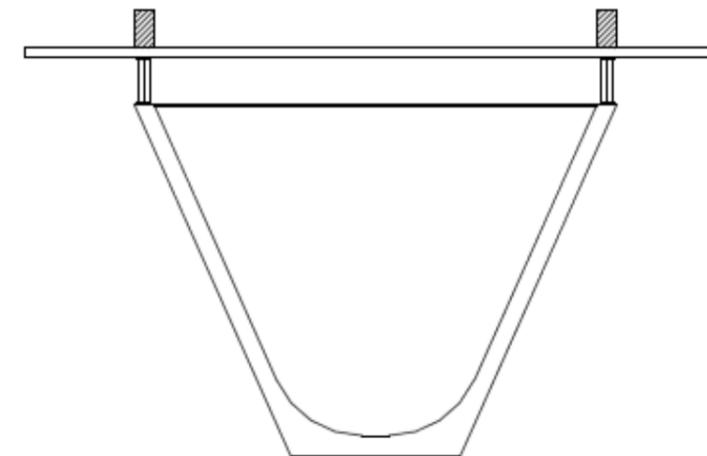


Figura 3.10 – Pila en V.

Se plantea una solución en W y V para el puente viga de tablero mixto y vigas abiertas y el puente arco de tablero inferior y mixto con el objetivo de intentar cautivar al observador externo de alguna manera y evitar así que para el observador el puente se convierta en “un simple puente más”.

También se plantean la alternativa de realizar un diafragma transversal que recoja las tres pilas. Esta alternativa es la más económica ya se prefabrica en su totalidad y su puesta en obra es mucho más sencilla, sin embargo tiene el inconveniente estético respecto a las alternativas en W y V.

#### 4. ESTUDIO DE ESTRIBOS

Los estribos es una de las partes más importantes de la subestructura del puente ya que materializa la transición entre el tablero y los terraplenes de acceso al puente, por lo que constituye el apoyo final del tablero, contiene las tierras del terraplén y además, debe garantizar una transición suave para el tráfico.

Existen diferentes tipologías de estribos, las cuales se pueden clasificar en: estribos cerrados simples, estribos cerrados con contrafuertes y estribos abiertos.

El estribo cerrado consta de un muro central, aletas en prolongación o con quiebros, el murete de guarda y la losa de transición. Se prefiere la alternativa de dotar a nuestro puente de aletas en quiebro para alejar al máximo cualquier tipo de material de la calzada vehicular.

El diseño de la parte inferior está influenciado por las acciones del dintel y el empuje de tierras. Además, se puede plantear la variación de espesores para economizar el coste del estribo. En primer lugar planteamos la solución de estribo cerrado con aletas en quiebro, a continuación presentamos una sección transversal del mismo sin representar el armado que llevaría en la realidad. Para la cimentación se plantea una zapata corrida o encepado corrido según cálculo. Del lado más desfavorable se ha representado un encepado con dos pilotes que cimienta el muro vertical que materializa el estribo.

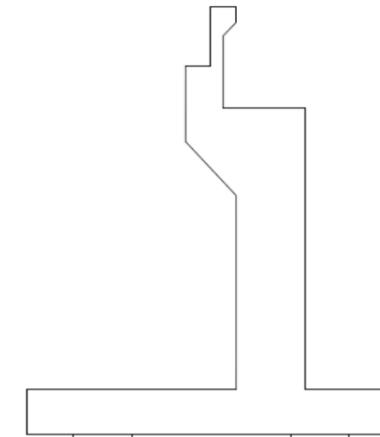


Figura 3.11 – Croquis de estribo cerrado.

A continuación se pasa a representar un estribo abierto, se diferencia del cerrado en que no existe un muro continuo que contenga al terreno sino que este se desparrama formando un talud natural a través del estribo, lógicamente la pendiente de este talud irá íntimamente relacionado con el ángulo de rozamiento interno del terreno. Esta solución evita el gran peso propio que constituye un estribo cerrado y, por tanto, es una muy buena solución para colocar sobre terrenos poco portantes como el que se encuentra en el lugar de la obra. Sin embargo, dado que no disponemos del espacio necesario para que el talud natural prolifere esta opción no puede ser dispuesta y finalmente ejecutada.

En este tipo de estribos el canto variable solo se desarrolla en los muretes de hormigón que sustentan al dintel que conformará la base donde colocar los aparatos de apoyo del puente.

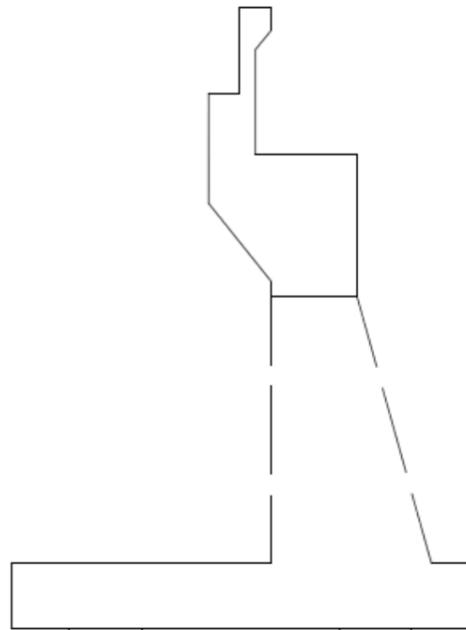


Figura 3.12 – Croquis de estribo abierto.

El AHP utiliza comparaciones entre pares de elementos, construyendo matrices a partir de estas comparaciones, y usando elementos del álgebra matricial para establecer prioridades entre los elementos de un nivel, con respecto a un elemento de nivel inmediatamente superior.

A continuación se muestra el Excel de elaboración propia siguiendo los pasos del AHP para la elección de la solución adoptada. Primero se realiza la matriz de preferencias de cada alternativa para cada criterio, en la que a través de unos valores numéricos (del 1 al 9), se realiza una escala de comparación entre las diferentes alternativas. El resto de números intermedios (2, 4, 5, 7, 8) son una especie de interpolación lineal.

Escala	Definición	Explicación
1	Igualmente preferida	Los dos criterios contribuyen igual al objetivo
3	Moderadamente preferida	La experiencia y el juicio favorecen un poco a un criterio frente al otro
6	Fuertemente preferida	La experiencia y el juicio favorecen fuertemente a un criterio frente al otro
9	Extremadamente preferida	La evidencia favorece en la más alta medida en un factor frente a otro

Tabla 3.2 – Escala de comparación de Saaty adaptada.

Seguidamente se realiza la matriz normalizada. La elaboración de esta matriz se lleva a cabo mediante la suma por columnas de la matriz, y el valor de la casilla correspondiente de la misma dividirla entre el valor del sumatorio comentado anteriormente. Debe realizarse este cálculo para todas las alternativas con los diferentes criterios.

Finalmente se realiza la ponderación por filas de cada matriz de todos los criterios.

El mismo procedimiento se lleva a cabo realizando la comparación entre los diferentes criterios (adopción de diferentes pesos) llegando a una matriz ponderada de los resultados obtenidos en la matriz normalizada.

## 5. DEFINICIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Una vez mostradas todas las alternativas de tableros, pilas y estribos se dispone a realizar un análisis multicriterio HAP (Proceso análisis jerárquico). Este tipo de análisis fue desarrollado a finales de los 60 por Thomas Saaty, quien a partir de sus investigaciones en el campo militar y su experiencia docente formuló una herramienta sencilla para ayudar a las personas responsables de la toma de decisiones.

El AHP es una metodología para estructurar, medir y sintetizar. Ha sido aplicado ampliamente en la solución de una gran variedad de problemas.

Es un método matemático creado para evaluar alternativas cuando se tienen en consideración varios criterios y está basado en el principio que la experiencia y el conocimiento de los actores son tan importantes como los datos utilizados en el proceso.

A continuación teniendo en cuenta la puntuación de cada alternativa en cada uno de los aspectos evaluados se multiplicará cada una de esas puntuaciones por el peso relativo de cada criterio resultando el valor numérico combinado de todos los criterios. El valor numérico superior es la opción óptima y por tanto la solución adoptada.

Criterio	Descripción
Económico	Indica lo económica o cara que puede resultar la obra.
Socio-cultural	Valora principalmente la integración con el entorno a nivel social y cultural
Proceso constructivo	Indica lo invasivo o no que puede resultar el proceso de construcción y la interferencia que puedes causar con el normal funcionamiento de las vías aledañas
Estética	Indica lo apetecible estéticamente que puede resultar la obra.

Tabla 3.3 – Descripción de los criterios tomados para el análisis multicriterio.

• TABLERO

Alternativa	Descripción
1	Vigas
2	Arco
3	Atirantado

Tabla 3.4 - Alternativas de sistema primario consideradas.

Matriz de preferencias - Criterios

Criterios	Económico	Sociocultural	Proc. Constr.	Estética
Económico	1,00	3,00	2,00	3,00
Sociocultural	0,33	1,00	0,67	1,00
Proceso Constructivo	0,50	1,50	1,00	1,00
Estética	0,33	1,00	1,00	1,00

Tabla 3.5 – Peso de los criterios de la matriz de preferencias.

Matriz normalizada - Alternativas

Criterios	Económico	Sociocultural	Proc. Constr.	Estética	
Económico	0,46	0,46	0,43	0,50	0,46
Sociocultural	0,15	0,15	0,14	0,17	0,15
Proceso Constructivo	0,23	0,23	0,21	0,17	0,21
Estética	0,15	0,15	0,21	0,17	0,17

Tabla 3.6 – Matriz de alternativas normalizada.

Matriz de preferencias - Alternativas

Criterio 1. Económico.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	6,00	9,00
Alt. 2	0,17	1,00	2,00
Alt. 3	0,11	0,50	1,00

Criterio 2. Socio-cultural.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	0,11	0,50
Alt. 2	9,00	1,00	6,00
Alt. 3	2,00	0,17	1,00

Criterio 3. Proceso Constructivo.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	6,00	6,00
Alt. 2	0,17	1,00	1,00
Alt. 3	0,17	1,00	1,00

Criterio 4. Estética.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	0,17	0,17
Alt. 2	6,00	1,00	1,00
Alt. 3	6,00	1,00	1,00

Tabla 3.7 – Matrices de preferencias entre alternativas.

Matriz normalizada - Alternativas

Criterio 1. Económico.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,78	0,80	0,75	0,78
Alt. 2	0,13	0,13	0,17	0,14
Alt. 3	0,09	0,07	0,08	0,08

Criterio 2. Socio-cultural.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,08	0,09	0,07	0,08
Alt. 2	0,75	0,78	0,80	0,78
Alt. 3	0,17	0,13	0,13	0,14

Criterio 3. Proceso Constructivo.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,75	0,75	0,75	0,75
Alt. 2	0,13	0,13	0,13	0,13
Alt. 3	0,13	0,13	0,13	0,13

Criterio 4. Estética.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,08	0,08	0,08	0,08
Alt. 2	0,46	0,46	0,46	0,46
Alt. 3	0,46	0,46	0,46	0,46

Tabla 3.8 – Matrices de preferencias normalizadas entre alternativas.

	Resultado
Alt.1	0,54
Alt.2	0,29
Alt.3	0,16

Tabla 3.9 – Resultados de la comparación entre alternativas de sistema primario.

• PILAS

Alternativa	Descripcion
1	Pila en W
2	Pila con diafragma
3	Pila en V

Tabla 3.10 - Alternativas de pilas consideradas.

Matriz de preferencias - Criterios

Criterios	Económico	Sociocultural	Proc. Constr.	Estética
Económico	1,00	1,00	3,03	0,67
Sociocultural	1,00	1,00	2,00	0,67
Proceso Constructivo	0,33	0,50	1,00	0,33
Estética	1,50	1,50	3,00	1,00

Tabla 3.11 – Matriz de preferencias entre criterios.

Matriz normalizada - Alternativas

Criterios	Económico	Sociocultural	Proc. Constr.	Estética	
Económico	0,46	0,15	0,65	0,11	0,34
Sociocultural	0,46	0,15	0,43	0,11	0,29
Proceso Constructivo	0,15	0,08	0,21	0,06	0,12
Estética	0,69	0,23	0,64	0,17	0,43

Tabla 3.12 – Matriz normalizada de preferencias entre alternativas.

Criterio 4. Estética.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	9,00	1,00
Alt. 2	0,11	1,00	0,17
Alt. 3	1,00	6,00	1,00

Tabla 3.13 – Matrices de preferencia entre alternativas según criterio.

Matriz de preferencias - Alternativas

Criterio 1. Económico.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	0,17	1,00
Alt. 2	6,00	1,00	9,00
Alt. 3	1,00	0,11	1,00

Criterio 2. Socio-cultural.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	9,00	3,00
Alt. 2	0,11	1,00	0,33
Alt. 3	0,33	3,00	1,00

Criterio 3. Proceso Constructivo.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3
Alt. 1	1,00	0,33	3,00
Alt. 2	3,00	1,00	6,00
Alt. 3	0,33	0,17	1,00

Matriz normalizada - Alternativas

Criterio 1. Económico.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,13	0,13	0,09	0,12
Alt. 2	0,75	0,78	0,82	0,78
Alt. 3	0,13	0,09	0,09	0,10

Criterio 2. Socio-cultural.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,69	0,69	0,69	0,69
Alt. 2	0,08	0,08	0,08	0,08
Alt. 3	0,23	0,23	0,23	0,23

Criterio 3. Proceso Constructivo.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,23	0,22	0,30	0,25
Alt. 2	0,69	0,67	0,60	0,65
Alt. 3	0,08	0,11	0,10	0,10

Criterio 4. Estética.	Alt. 1	Alt.2	Alt.3	Media
Alt. 1	0,47	0,56	0,46	0,50
Alt. 2	0,05	0,06	0,08	0,06
Alt. 3	0,47	0,38	0,46	0,44

Tabla 3.14 – Matrices de preferencia entre preferencia según criterio normalizadas.

Resultado	
Alt.1	0,49
Alt.2	0,40
Alt.3	0,30

Tabla 3.15 – Resultado del análisis entre las distintas alternativas de pilas.

Los resultados obtenidos indican que la solución adoptada para el tablero es la alternativa 1 consistente en el puente de vigas de tablero mixto y vigas abiertas, mientras que la solución adoptada en las pilas corresponde con la pila en W. Como se puede observar en las tablas anteriores, se ha dotado de más pesos al criterio económico a la realización del tablero ya que es la parte más costosa de la estructura, sin embargo, en la solución adoptada para las pilas se ha considerado oportuno atribuir un mayor peso al criterio estético debido a la gran cantidad de vehículos que se prevé circularán por la vía inferior.

# CAPÍTULO IV. CÁLCULO ESTRUCTURAL.

---

## ÍNDICE

1. Descripción de la solución adoptada.....	32
2. Bases de cálculos.....	37
3. Cálculo y dimensionamiento de elementos estructurales.....	45
a. Vigas metálicas	
b. Losas	
c. Pilas	
d. Estribos	
e. Aparatos de apoyo	
f. Prelosas	
4. Comprobación del proceso constructivo.....	62
5. Chequeo manual de la solución adoptada.....	65

AUTORES:

BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.

PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE.

## 1. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

### 1.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

#### 1.1.1 GEOMETRÍA

La estructura de paso superior sobre la autovía CV-30 se trata de un puente mixto esviado. Está formado por cuatro vigas metálicas continuas de 2,4 m de canto que han de salvar una luz máxima de 69,05 m en dos vanos debido a la existencia de una pila central en forma de W. Al tratarse de un puente esviado la longitud de las vigas es distinta. Se indica de manera más aclarativa las medidas por vanos de cada viga y su correspondiente vista en planta (Plano 2.a)

VIGA 1. 30,9 m – 38,15 m

VIGA 2. 33,8 m- 35,25 m

VIGA 3. 36,69 m- 32,35 m

VIGA 4. 39,59 m- 29,46 m

Las vigas metálicas entre sí están separadas una distancia de 3,75 m, dejando un voladizo en los extremos de 1,875m.

Además de las vigas, el tablero se compone de una losa superior de hormigón armado, conectada a la parte inferior metálica. En la zona de máximos momentos negativos (zona del pilar central) se coloca una losa inferior de hormigón armado. Por tanto se puede diferenciar entre dos tipos de secciones: las de simple acción mixta y las de doble sección mixta

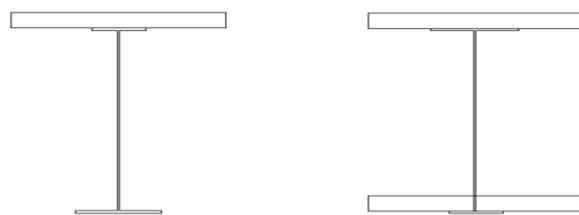


Figura 4.1 – Secciones transversales en el puente.

Los diferentes tipos de secciones se distribuyen a lo largo del tablero según el siguiente esquema (se debería de considerar la transición lineal de 2 m entre los elementos de distintos espesores).

Las dimensiones de los elementos que forman las secciones transversales del tablero son las siguientes:

- A momentos positivos

Dimensiones (mm)	Viga 1 (V1)	Viga 2 (V2)	Viga 3 (V3)	Viga 4 (V4)
$b_{cs}$	3750	3750	3750	3750
$h_{cs}$	200	200	200	200
$b_{fs}$	500	500	500	500
$t_{fs}$	30	30	30	30
$b_w$	2335	2335	2335	2335
$t_w$	20	20	20	20
$b_{fi}$	800	800	800	800
$t_{fi}$	35	35	35	35
$b_{ci}$	-	-	-	-
$h_{ci}$	-	-	-	-

Tabla 4.1-Dimensiones de los elementos que forman las diferentes secciones ( $b_{cs}$  = Ancho tributario de la losa superior,  $h_{cs}$  = Canto de la losa superior,  $b_{fs}$  = Ancho del ala superior,  $t_{fs}$  = Espesor del ala superior,  $b_w$  = canto del alma,  $t_w$  = Espesor del alma,  $b_{fi}$  = Anchura del ala inferior,  $t_{fi}$  = Canto del ala inferior,  $b_{ci}$  = Ancho tributario de la losa inferior,  $h_{ci}$  = Canto de la losa inferior.

• A momentos negativos

Dimensiones (mm)	Viga 1 (V1)	Viga 2 (V2)	Viga 3 (V3)	Viga 4 (V4)
$b_{cs}$	3750	3750	3750	3750
$h_{cs}$	200	200	200	200
$b_{fs}$	800	800	800	800
$t_{fs}$	35	35	35	35
$b_w$	2335	2335	2335	2335
$t_w$	25	25	25	25
$b_{fi}$	500	500	500	500
$t_{fi}$	30	30	30	30
$b_{ci}$	1875	3750	3750	1875
$h_{ci}$	200	200	200	200

Tabla 4.2-Dimensiones de los elementos que forman las diferentes secciones ( $b_{cs}$  = Ancho tributario de la losa superior,  $h_{cs}$  = Canto de la losa superior,  $b_{fs}$  = Ancho del ala superior,  $t_{fs}$  = Espesor del ala superior,  $b_w$  = canto del alma,  $t_w$  = Espesor del alma,  $b_{fi}$  = Anchura del ala inferior,  $h_{fi}$  = Canto del ala inferior,  $b_{ci}$  = Ancho tributario de la losa inferior,  $h_{ci}$  = Canto de la losa inferior).

La geometría de la pila central es una W donde se apoyan las cuatro vigas metálicas. La altura de la propia pila es de 6,67 m, por tanto se cumple el galibo mínimo obligatorio que se especifica en la norma de carreteras 3.1 IC Trazado. Este pilar está compuesto de hormigón armado. Las cuatro secciones son iguales, rectangulares cuyas medidas son de 150x100 cm (figura. X) y se conectan al terreno mediante un encepado corrido (figura. 4.3).

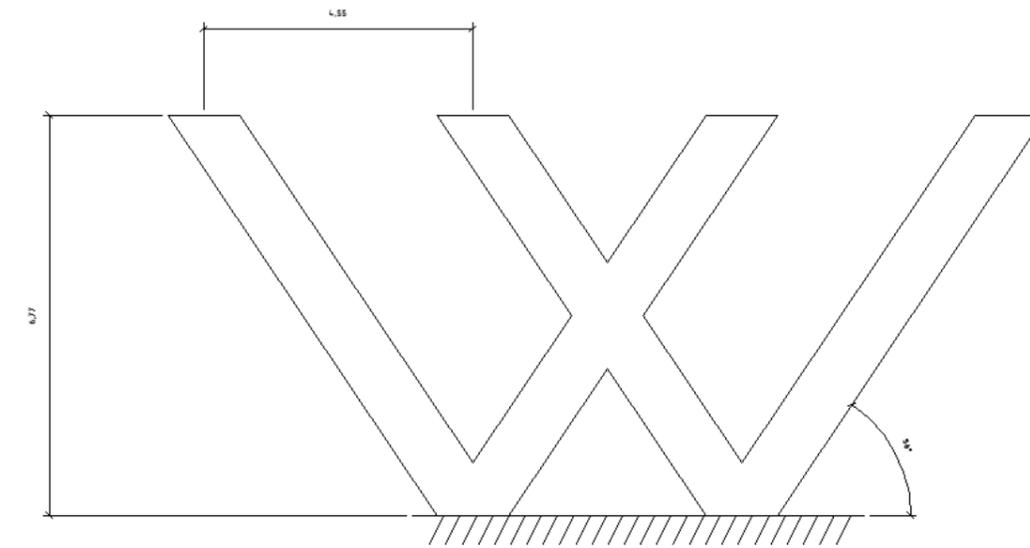


Figura 4.2 – Alzado de la pila central.

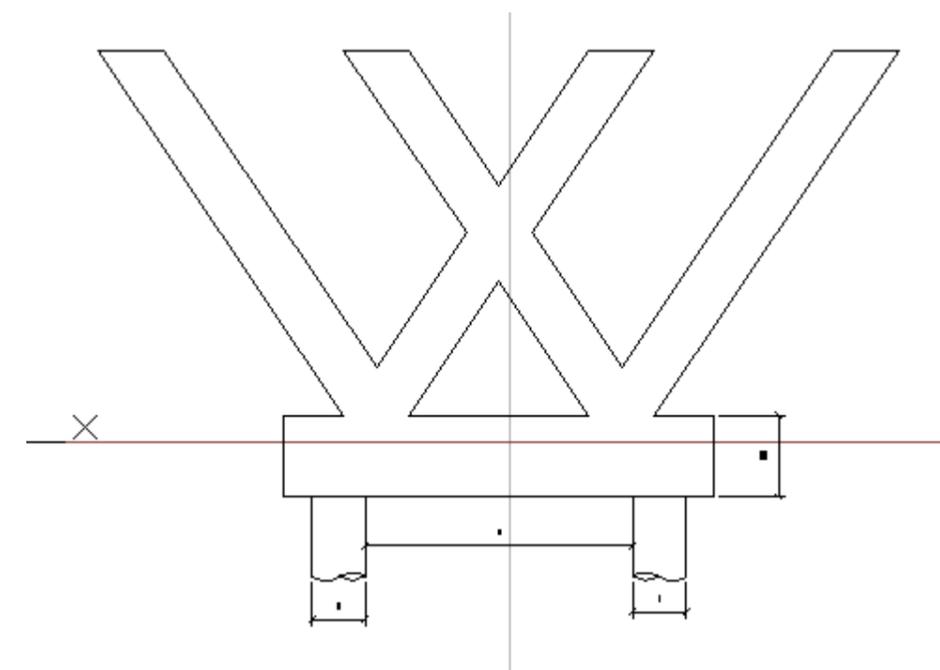


Figura 4.3 - Dimensiones del encepado de la W.

En cuanto a los estribos del puente, están formados por estribos cerrados cuyo espesor del muro va variando respecto a la altura del mismo. Los estribos se cimentan sobre cimentaciones superficiales como se demuestra en el siguiente capítulo en el anejo de geología y geotecnia.

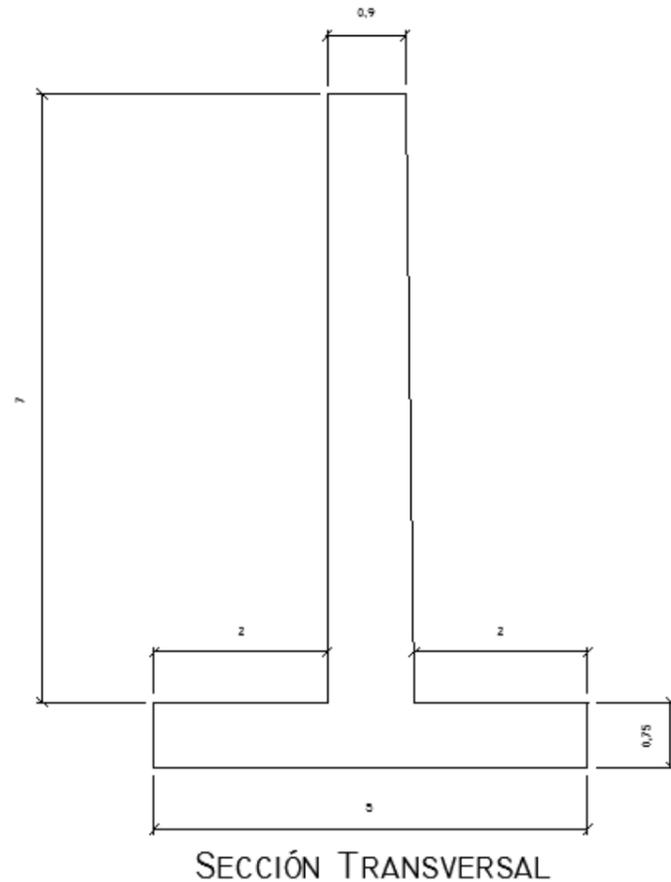


Figura 4.4 - Estribo del puente con su cimentación.

### 1.1.2 MATERIALES

Las propiedades de los materiales a utilizar en el proyecto del puente han sido extraídas de las instrucciones y normas recomendadas (IAP-11, RPX-95, EHE-08, EAE-11).

Es primordial diferenciar la clase de exposición a la que está sometida nuestra estructura. La clase de exposición es Iib según la tabla 8.2.2 de la EHE-08 (corrosión de origen diferente a los cloruros) que se da en exteriores en ausencia de éstos, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación anual inferior a 600 mm y a una distancia mayor de 5 Km sobre la línea de costa. Por lo que usando una resistencia característica del hormigón de 35 Mpa y suponiendo un control estricto, el recubrimiento nominal es el siguiente:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 30 + 5 = 35 \text{ mm}$$

Al ser un puente mixto tratamos primordialmente con dos tipos de materiales, a continuación se especifican las características de los materiales existentes en el puente.

- Acero estructural para las viga metálicas

$$f_y = 355 \text{ Mpa}$$

$$E_a = 210000 \text{ Mpa}$$

$$G_a = 81000 \text{ Mpa}$$

$$\nu = 0,3$$

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$$

$$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

- Hormigón para la losa del tablero (HA-35/B/20/IIb)

$$f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{co} = 0,002$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$E_{c,28} = 35,033 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0,2$$

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Acero de armar (Acero B500S)

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 210000 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_u = 0,012$$

- Conectores

$$f_k = 350 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 450 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_u = 0,015$$

## 1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de un puente es uno de los condicionantes principales a tener en cuenta para la selección de una u otra alternativa. Este proceso ha de realizarse de la manera que menos daños ocasione al entorno, tanto natural como social.

El proceso constructivo comienza con una serie de trabajos previos consistentes en el desbroce del terreno y en el replanteo de la obra a realizar. A continuación, se realizan los movimientos de tierras necesarios para la ejecución de los estribos y la de la pila central.

Seguidamente se procede con la cimentación, el ferrallado, encofrado y hormigonado de los dos estribos y la cimentación, ferrallado, encofrado y hormigonado de la pila.

Una vez realizados los estribos y el pilar central comienza la fase de construcción del tablero. En esta fase se combinan diferentes materiales (acero y hormigón) que deben permitir una buena transmisión de esfuerzos a través de ellos, gracias a los conectores ubicados en las alas de las vigas metálicas.

Las vigas metálicas que forman el tablero del puente han de ser continuas pero debidas a la dificultad de maniobrabilidad en el transporte y a la mayor sencillez en la construcción, se dividen por tramos de como máximo 12 metros que se soldarán en obra antes de su ubicación definitiva. Por tanto, el izado del sistema estructural primario se realizará la elevación de únicamente dos vigas (soldadas por tramos previamente) que acabarán soldándose en su posición definitiva.

Se ha decidido realizar el izado de las vigas de manera directa para cada una de las vigas metálicas. Para realizar las vigas continuas se ha de ubicar la viga de manera apoyada- ménsula sin la necesidad de apeos.

Al tratarse de 4 vigas metálicas y para que no se produzcan unos esfuerzos muy elevados en la pila y que se compensen entre sí, se empezará colocando las vigas 2 y 3 (V2, V3) y por último las vigas 1 y 4 (V1, V4). Primero se colocará la parte de la viga que tenga que salvar una mayor luz dejándose apoyada tanto en el estribo como en el pilar y sobrepasando este último, seguidamente se colocará la otra parte de la viga por el otro extremo y ésta se apoyará sobre la primera parte de la viga. En el estribo de la segunda viga se coloca un calzo de giro que se encargará de buscar la tangente con la viga puesta previamente. Una vez la cara de las vigas coincidan perfectamente se realizará la soldadura de las caras.

El proceso constructivo se divide en 5 fases constructivas:

1. FASE I: Consiste en la colocación de la viga metálica de mayor vano, por tanto habrá que tener en cuenta el peso propio de la propia viga.
2. FASE II: Consiste en la colocación de la viga metálica de menor vano, por tanto habrá que tener en cuenta el peso propio de la propia viga.
3. FASE III: Consiste en el hormigonado de la losa inferior siendo las propiedades mecánicas las mismas que en las de la fase II ya que el hormigón no ha fraguado todavía.

4. FASE IV: Consiste en el hormigonado de la losa superior. En las propiedades mecánicas de la sección habrá que incluir tanto la inercia como el área correspondiente a la losa de hormigón inferior que ya habrá fraguado, mientras que la losa superior no ha fraguado todavía.
5. FASE V: Se introduce en el modelo las cargas variables y las propiedades de la sección son diferentes y las definitivas, al incluir el área e inercia de la losa superior de hormigón.

A continuación se detalla de forma gráfica el proceso constructivo del tablero del puente.

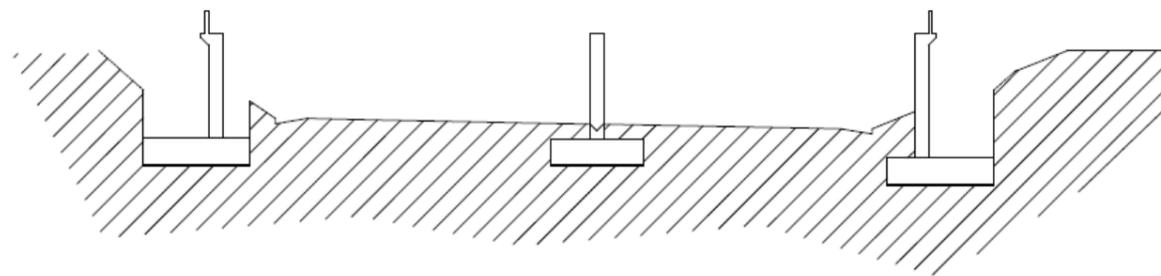


Figura 4.5 – Proceso constructivo en la Fase I.

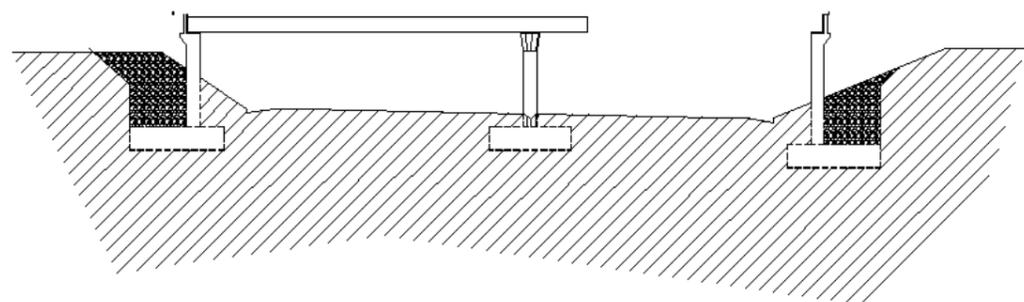


Figura 4.6 – Proceso constructivo en la fase II.

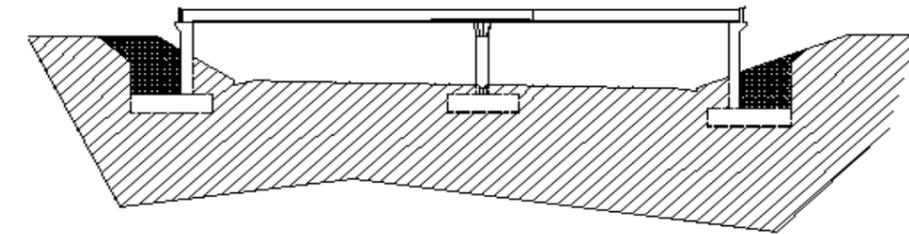


Figura 4.7 – Proceso constructivo en la Fase III.

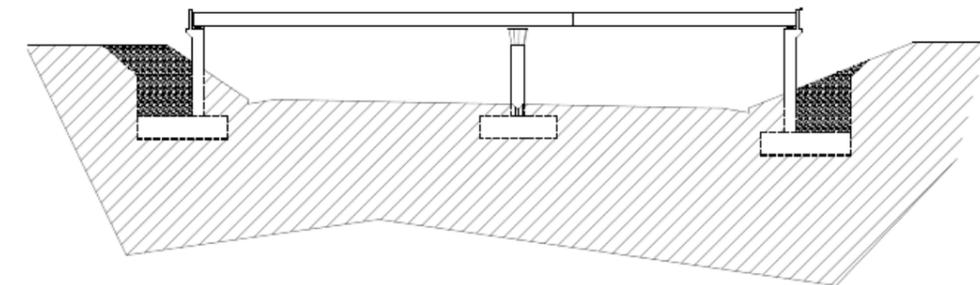


Figura 4.8 – Proceso constructivo en la Fase IV.

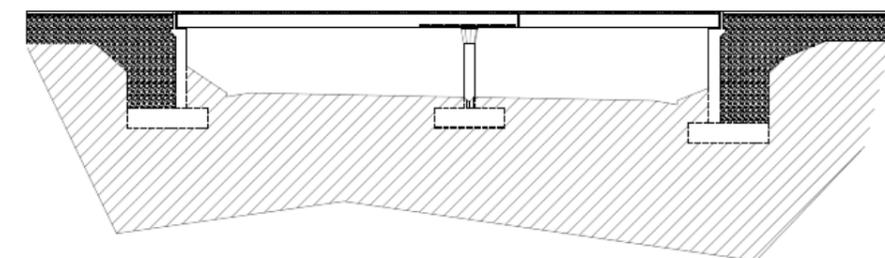


Figura 4.9 – Proceso constructivo en la Fase V.

## 2 BASE DE CÁLCULOS

### 2.1 NORMATIVA

La normativa en la que se basa el cálculo de estructuras es el siguiente:

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-11)
- Recomendaciones para el proyecto de puente mixtos para carreteras (RPX-95)
- Instrucción de acero estructural (EAE-11)
- Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)

### 2.2 ACCIONES

Para el análisis del tablero, pilas, estribos y tableros de cimentación se consideran las acciones características prescritas en la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera* (IAP-11), editada por el Ministerio de Fomento en 2011. A continuación se detallan la determinación de los valores característicos de las acciones contempladas en la instrucción.

En este apartado se analiza las diferentes acciones, calculando las fuerzas generalizadas asociadas a las mismas en el modelo viga que hemos utilizado.

Dicha instrucción adopta la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo:

- Acciones permanentes de valor constante (G).
- Acciones permanentes de valor no constante ( $G^*$ ).
- Acciones variables (Q).
- Acciones accidentales (A).

#### 2.2.1 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

Las acciones permanentes son producidas por el peso de los elementos que conforman el puente. Se clasifican en peso propio y cargas muertas.

##### PESO PROPIO

El peso propio se corresponde con el peso de los elementos estructurales y se obtienen de la densidad de los materiales de dichos elementos.

Al utilizar el programa Metal 3D de Cype el peso propio de los elementos estructurales son dados automáticamente, por lo que no son necesarios calcularlos.

##### CARGA MUERTA

La carga muerta se corresponde con el peso de los elementos no estructurales que añadimos a la estructura: pavimento de la calzada y aceras, elementos de contención (jardineras), barandillas, iluminación, etc.

La carga muerta ha sido introducida en el modelo de dos maneras diferentes:

- Por paños ( $\text{kN/m}^2$ )
- Lineal ( $\text{kN/m}$ )
- Puntual ( $\text{kN}$ )

El pavimento bituminoso tiene un espesor de 5 centímetros y se extiende en la sección transversal por los carriles y arcenes, abarcando una anchura de 9 metros de un total de 15 metros que es la anchura total del puente. Por tanto teniendo en cuenta que el peso específico del pavimento de la mezcla bituminosa es de  $23 \text{ kN/m}^3$ , se tiene una carga de  $1,15 \text{ kN/m}^2$ .

Además del pavimento bituminoso también existen cargas muertas en las zonas peatonales debido a los elementos dispuestos en las aceras para el tránsito de los peatones, éstas ocupan un ancho total de 5 metros del total del puente. Por lo que teniendo en cuenta el peso específico de las aceras que es de  $0.75 \text{ kN/m}^2$ , se obtiene una carga de  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Por otro lado, también debemos de considerar la carga de tanto las barandillas como los elementos de iluminación, las cuales han sido calculadas de manera lineal y puntual respectivamente y cuyos valores son 1.5 kN/m y 1 kN.

Carga	Valor característico
Peso conglomerante bituminoso	1,15 kN/m <sup>2</sup>
Peso acera	5 kN/m <sup>2</sup>
Peso Jardinera	6 kN/m <sup>2</sup>
Barandilla	1.5 kN/m
Iluminación	1 kN

Tabla 4.3- Resumen de las cargas muertas existentes en el puente

### 2.2.2 ACCIONES VARIABLES (Q)

#### SOBRECARGA DE USO (SC)

Se considerarán dos tipos de sobrecarga:

- **Componentes verticales**

En cuanto a la sobrecarga vertical dividimos la calzada en tres carriles virtuales de tres metros de ancho, numerándolos en orden de mayor a menor carga a considerar según se puede apreciar en la Tabla 4.1-a y la Tabla 4.1-b respectivamente. (Figura X, X)

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n <sub>i</sub> )	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w <sub>i</sub> )	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
w < 5,4 m	n <sub>i</sub> = 1	3 m	w - 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	n <sub>i</sub> = 2	$\frac{w}{2}$	0
w ≥ 6 m	n <sub>i</sub> = ent( $\frac{w}{3}$ )	3 m	w - 3n <sub>i</sub>

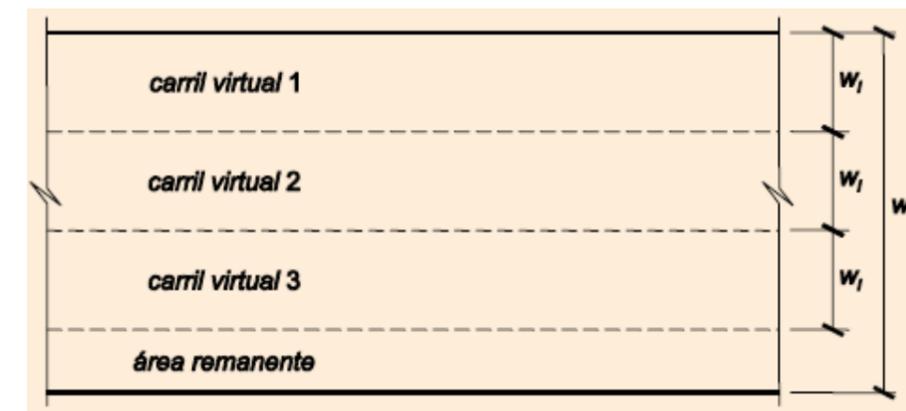


Figura 4.10. Definición de los carriles virtuales

Existen dos sobrecargas de uso verticales diferentes.

- i. Debidas al tráfico de vehículos.

- a) Un vehículo pesado por cada carril virtual. Cada vehículo estará constituido por dos ejes siendo Q<sub>ik</sub> la carga de cada eje, indicada en la tabla 4.1-b correspondiente al carril i (Figura X). El peso de cada vehículo será de 2 Q<sub>ik</sub>, la separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2,00 m y la distancia longitudinal entre ejes será de 1,20 m. Las dos ruedas de cada eje tendrá la misma carga, que será por igual a 0,5 Q<sub>ik</sub>. Además se considerará que el vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.

- b) Una sobrecarga uniforme  $q_{ik}$  según la tabla 4.1-b. La sobrecarga uniforme se extenderá longitudinal y transversalmente a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento de estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado.

ii. En zonas de uso peatonal.

En la zona de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m<sup>2</sup> en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente para el efecto en estudio.

Al tratarse de un puente donde no se prevén aglomeraciones de personas no se debe omitir la vertical debidas al tráfico de vehículos.

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_k$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME $q_{ik}$ (ó $q_{rk}$ ) [kN/m <sup>2</sup> ]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente ( $q_{rk}$ )	0	2,5

Tabla 4.4. Valor característico de la sobrecarga de uso.

• **Componentes horizontales**

i. Frenado y arranque

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se supondrá aplicada al nivel de la superficie del pavimento.

El valor característico de esta acción  $Q_{1k}$  será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, de acuerdo con la expresión:

$$Q_{1k} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1 q_{1k} w_1 L$$

Siendo L la distancia entre juntas contiguas que es igual a la longitud del puente, ya que las juntas de dilatación están ubicadas justo en los estribos del puente y  $W_1$  la anchura del carril virtual 1.

ii. Sobrecargas de uso en terraplenes adyacentes a la estructura

Para el cálculo de empujes sobre elementos de la estructura en contacto con él (estribos) se considerará actuando en la parte superior del terraplén, en la zona por donde pueda discurrir el tráfico. Sin embargo se considera el modelo simplificado consistente en una sobrecarga uniforme de 10 kN/m<sup>2</sup>.

iii. Empuje sobre barandillas

Las fuerzas transmitidas por la barandilla al tablero dependerán de la clase de la barandilla proyectada, según la EN 1317-6. En puentes se adoptará una clase de carga tal que la fuerza horizontal perpendicular al elemento superior de la barandilla sea como mínimo de 1,5 kN/m.

También se ha tenido en cuenta la sobrecarga producida en las zonas de uso peatonal en la que se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m<sup>2</sup> en las zonas más desfavorables.

### 2.2.3 NIEVE (N)

En la tabla 4.4-b de la IAP-11 se indican los valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas.

CAPITAL	ALTITUD [m]	s <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	CAPITAL	ALTITUD [m]	s <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	CAPITAL	ALTITUD [m]	s <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	San Sebastián	0	0,3
Ávila	1130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	0	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	1000	0,7
Barcelona	0	0,4	Lleida	150	0,5	Sevilla	10	0,2
Bilbao	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	1090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Ourense	130	0,4	Valencia	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria	520	0,7
Cuenca	1010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 4.5 - valores característicos de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal en las capitales de provincia y ciudades autónomas.

Por tanto en la zona de valencia la carga de nieve a considerar es de 0.2 kN/m<sup>2</sup>. Sin embargo, como valor característico de la sobrecarga de nieve sobre tableros q<sub>k</sub>, se adoptará el definido por la siguiente expresión:

$$q_k = 0,8 s_k$$

Por lo que la sobrecarga de nieve aplicada al tablero es finalmente de 0,16 kN/m<sup>2</sup>.

La sobrecarga definida con la fórmula anterior no tiene en cuenta acumulaciones eventuales de nieve debidas a redistribuciones artificiales de las mismas. Tampoco es necesario tenerlas en cuenta como carga adicional ya que en la zona de realización de nuestro puente no se va a producir acumulaciones de nieve ya que es complicadísimo incluso situaciones de nieve.

### 2.2.4 VIENTO (V)

En el siguiente apartado se procede a determinar de manera cuantitativa el valor de la acción viento en sus diferentes hipótesis, para esto es necesario determinar los siguientes valores:

- Empuje del viento transversal al puente
- Empuje del viento longitudinalmente al puente.
- Empuje del viento en la dirección vertical.

#### i. Empuje del viento transversal al puente

Para la determinación del valor de carga que ejerce la acción viento de manera transversal debemos calcular previamente la velocidad que éste llevará con anterioridad al impacto sobre nuestra estructura; así se definen dos tipos diferentes de viento, en primer lugar el viento persistente y en segundo la situación transitoria del mismo.

La velocidad básica del viento en la situación persistente se puede calcular mediante la expresión que se indica en la IAP – 11:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

El coeficiente C<sub>dir</sub> indica es un valor que indica la direccionalidad del viento y que de forma general se puede tomar como 1 a falta de estudios más precisos, lo mismo sucede con el factor C<sub>season</sub>. Por último, V<sub>b,0</sub> indica la velocidad básica fundamental del viento que se obtiene según el siguiente gráfico que se encuentra en el artículo 4.2.1 de la Instrucción de acciones sobre puentes de carretera IAP – 11.



Figura 4.11 Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento.

Como se puede observar en el gráfico Valencia se encuentra en la zona A por tanto tomaremos un valor de 26 m/s como velocidad básica fundamental del viento.

A esta velocidad básica fundamental del viento se le debe afectar con un coeficiente denominado C<sub>prob</sub> que depende del periodo de retorno de la acción y que se ha considerado de 100 años, su valor se calcula mediante la siguiente expresión:

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

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

En la IAP -11 se definen los coeficientes K y n como 0.2 y 0.5 respectivamente.

Aplicando estos valores obtenemos un coeficiente C<sub>prob</sub> de 1.038 el cual aplicándolo sobre la velocidad básica fundamental del viento y ésta en la expresión para el cálculo de la velocidad básica del viento se obtiene que ésta resulta de 27 m/s.

Nos disponemos ahora a calcular la velocidad básica de viento en situación transitoria, para ello el único parámetro que debemos cambiar es C<sub>prob</sub>, dotándolo en esta ocasión de un periodo de retorno de 5 años obtenido de la tabla 4.2-a.

DURACIÓN DE LA SITUACIÓN	PERIODO DE RETORNO, T [AÑOS]
≤ 3 días	2
> 3 días y ≤ 3 meses	5
> 3 meses y ≤ 1 año	10
> 1 año	50

Tabla 4.6. Periodos de retorno para situaciones transitorias.

Por tanto nuestro nuevo coeficiente C<sub>prop</sub> resulta 0.8545. Y como consecuencia la velocidad básica fundamental transitoria y la velocidad básica transitoria resultan de 22.22 m/s.

A continuación se calcula la velocidad media del viento dependiente tanto del periodo de retorno definido previamente como de la altura “z” a la que se encuentra nuestra obra como indica su expresión en la IAP -11.

$$V_m(z) = c_r(z) c_o v_b(T)$$

Del lado de la seguridad se ha considerado que nuestra obra se encuentra a 10 metros de altura aunque en realidad se encuentra entre 7 y 10. Dado el entorno en el que nos encontramos (Tipo III) la altura mínima es de 5 metros como indica la tabla 4.2-b.

TIPO DE ENTORNO	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

Tabla 4.7. Coeficiente  $k_r$ ,  $Z_0$  y  $Z_{min}$  según el tipo de entorno

Como se ha indicado antes en este caso la cota de la estructura es superior a la cota mínima por tanto se utiliza la siguiente expresión para la determinación del parámetro  $C_r$ .

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

Utilizando esta expresión el valor de  $C_r$  resulta de 0.7574.

El coeficiente  $C_o$  se toma como 1 dado que nuestro puente no se encuentra en un valle profundo donde el viento pueda ser encauzado hacia nuestra estructura. Aplicando todos estos parámetros para el cálculo de la velocidad media del viento, ésta resulta de 20.45 m/s.

Una vez calculadas las dos velocidades necesarias para el cálculo del empuje del viento nos disponemos a ello mediante la expresión obtenida también de la IAP -11 mostrada a continuación:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \cdot A_{ref}$$

El parámetro  $\rho$  indica la densidad del aire que de manera general y sin estudios específicos en la zona de ejecución de la obra se toma como 1.25 kg/m<sup>3</sup>. El parámetro  $V_b$  indica la velocidad básica del viento que hemos calculado anteriormente. El coeficiente  $C_e$  determina la exposición que sufre nuestra obra al viento y que se calcula con la siguiente expresión donde todos los coeficientes han sido citados anteriormente.

$$c_e(z) = k_r^2 \left[ c_o^2 \ln^2\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7 k_l c_o \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{para } z \geq z_{min}$$

Operando resulta el valor del parámetro 1.7189.

El coeficiente de forma ( $c_f$ ) se determina de forma simplificada como indica en el artículo 4.2.5.1.1 mediante la siguiente expresión:

$$c_{f,x} = 2,5 - 0,3 (B/h_{eq})$$

Donde B y  $h_{eq}$  son, respectivamente, el ancho de toda la plataforma y la altura equivalente del puente que se define a continuación.

La altura equivalente del puente se define como el canto de la estructura que se opone a la libre transición del viento a través de ella, incrementada por 2 metros debido a la sobrecarga que circula sobre el puente y que evita también está libre circulación. Por tanto, la altura equivalente de nuestro puente resulta de 4.4 metros.

Por último el área de referencia que indica el último parámetro se halla como el producto de la altura equivalente por la longitud del puente, en nuestro caso como vamos a insertar la carga como unidad de fuerza por unidad de distancia de la viga para la realización de nuestro modelo de barras en lugar del área hemos insertado solo la altura equivalente.

Utilizando los valores anteriormente citados el resultado del empuje en la viga extrema de barlovento es de 33.285 kN/m. Para el cálculo del resto de vigas se debe calcular el coeficiente  $\eta$  que relaciona el nivel de ocultamiento que produce esta primera viga sobre las adyacentes, que se obtiene de la tabla 4.2-c de la IAP - 11.

ESPACIAMIENTO RELATIVO $s_r$	RELACIÓN DE SOLIDEZ $\lambda$					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	$\geq 0,6$
0,5	0,75	0,40	0,31	0,22	0,13	0,06
1	1,00	0,82	0,64	0,46	0,28	0,10
2	1,00	0,84	0,68	0,52	0,36	0,20
3	1,00	0,86	0,72	0,59	0,45	0,31
4	1,00	0,89	0,78	0,68	0,57	0,46
5	1,00	1,00	0,92	0,85	0,77	0,69
6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 4.8. Coeficiente de ocultamiento  $\eta$ .

Para entrar en dicha tabla es necesario calcular los valores de  $S_r$  y  $\lambda$  que se obtienen de las siguientes expresiones:

$$\lambda = A_n / A_{tot}$$

$$s_r = s / h_p$$

Donde  $A_n$  corresponde al área neta de la sección, es decir, el área total menos el área de huecos por los cuales el aire puede atravesar la estructura. Además se representa la separación entre los dos elementos, el de barlovento y el protegido a sotavento y  $h_p$  la altura que protege el primer elemento al segundo. Operando con los valores particulares en nuestro caso ( $A_n/A_{tot} = 1$  ;  $s = 3.75$  metros;  $h_p = 1.5$  metros) obtenemos un coeficiente  $\eta$  de 0.25.

Por tanto, ya se puede calcular el valor del empuje horizontal en la totalidad de las vigas metálicas que componen el puente.

Número de Viga	Empuje horizontal (kN/m)
<b>Viga 1 (barlovento)</b>	33.285
<b>Viga 2</b>	8.321
<b>Viga 3</b>	2.080
<b>Viga 4 (Sotavento)</b>	0.520

Tabla 4.9. Valores de empuje horizontal sobre las vigas metálicas.

i. Empuje del viento longitudinalmente al puente

Según la instrucción de acciones sobre puentes de carretera (IAP -11) el valor de la acción viento en la dirección longitudinal al tablero se calcula como un 25% de la acción transversal ya que en general los elementos que conforman nuestro puente no disponen de huecos. Por tanto, el empuje longitudinal de viento que se considerará es de 25 kN/m de carga distribuida en la sección transversal del puente.

ii. Empuje del viento en la dirección vertical

La determinación del viento que incide verticalmente sobre el tablero se calcula con la misma expresión tomando como coeficiente de forma 0.9 positivo o negativo en función del sentido más desfavorable para la estructura. Además el área de referencia en esta dirección es el área total del tablero del puente. Operando con estos valores resulta un empuje vertical en el tablero de 7.048 kN/m<sup>2</sup>.

A continuación, se puede determinar el momento de vuelco que afectará al puente para ello debemos reducir todas las cargas provocadas por el viento transversal a cargas puntuales y colocarlas como se indica a continuación:

- Carga horizontal: A una altura del 60% de la altura del primer frente máximo, es decir, de la altura equivalente que hemos descrito anteriormente. En nuestro caso el 60% de 3.5 metros que resulta 2.1 metros sobre la base del tablero.
- Carga vertical: Se aplica a una distancia de un cuarto de tablero respecto al borde de barlovento, en nuestro caso resulta colocada a una distancia de 3.75 metros de dicho borde.

Una vez cuantificadas y localizadas las cargas que ejercerán dicho momento de vuelco se calcula rápidamente el momento que generarán sobre el eje del puente que resulta ser de 35832 kN·m.

Una vez determinadas las cargas por viento que van a solicitar al tablero continuaremos con las pilas de nuestro puente, como se describe en la memoria en el Capítulo III, las pilas son de sección rectangular de 1.50 x 1.00 metros.

De forma general el empuje sobre las pilas se calcula con la expresión general que ya hemos mencionado con anterioridad:

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

Utilizando los mismos valores para todos los parámetros excepto el coeficiente de forma (C<sub>f</sub>) y el área de referencia que será el área de la pila expuesta al viento. El coeficiente de forma se define en la tabla 4.2-b de la instrucción.

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	$c_f$	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
	sección circular con superficie lisa y tal que: $\emptyset v_b(T) \sqrt{c_e(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$ sección circular con superficie rugosa <sup>(1)</sup> , o lisa tal que: $\emptyset v_b(T) \sqrt{c_e(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$								

Tabla 4.10. Coeficiente de fuerza c<sub>f</sub> para las secciones más habituales.

Utilizando nuestra relación entre los lados obtenemos un valor de B/h de 1,75 e interpolando linealmente en la tabla obtenemos un coeficiente de forma de aproximadamente 1,8. Además del coeficiente de forma debemos hallar el área que está formando un frente contra el viento que dado que nuestra altura de pila es de 7 metros será de  $7 \cdot 0,4 = 2,8\text{m}^2$ .

Se toma el mismo coeficiente de ocultamiento que para las vigas metálicas dado que la distancia entre ellas a la altura del apoyo es la misma. Se toma la distancia a esta altura dado que es el punto donde la acción viento va a tomar su máximo valor.

Utilizando todos estos valores para los parámetros que se encuentran en la expresión anterior resultan los siguientes empujes sobre las pilas:

Número de Pila	Empuje horizontal (kN/m)
<b>Pila 1 (barlovento)</b>	19.030
<b>Pila 2</b>	4.757
<b>Pila 3</b>	1.189
<b>Pila 4 (Sotavento)</b>	0.297

Tabla 4.11. Valores de empuje horizontal sobre las pilas.

### 2.2.5 IMPACTOS (V)

Existen diferentes tipos de impactos:

- i. Impacto de vehículos de carretera contra un elemento estructural del puente

El impacto de un vehículo de carretera contra las pilas o elementos de sustentación del puente o pasarela, se asimilará a la actuación de una fuerza estática cota resultante se encuentra situada a la altura más desfavorable entre 0,5 m y 1,5 m sobre la superficie del pavimento. La carga se ha considerado aplicada en una superficie o zona de choque de 0,5 m de altura por 1,5 m de anchura. El valor de la fuerza estática horizontal equivalente será:

- |  |         |
|--|---------|
| - En la dirección del tráfico                    | 1000 kN |
| - En la perpendicular a la dirección del tráfico | 500 kN  |

Se considerará que ambas acciones no actúan de manera simultánea.

Nuestro puente al tener un galibo de aproximadamente 7 m de altura no será por tanto necesario considerar el impacto de un vehículo contra el tablero.

ii. Impacto contra sistemas de contención de vehículos

Las fuerzas máximas que el sistema de contención puede llegar a transferir a la estructura a través del sistema de anclaje serán las correspondientes al fallo último del pretil producido por cualquier impacto concebible y serán, normalmente superiores a las medidas durante los ensayos de impacto de vehículos a escala real definidos por la normativa vigente (UNE-EN 1317).

Se tomará para esta acción el valor nominal de las fuerzas y momentos máximos, que facilitará a estos efectos el fabricante del sistema de contención, definidos según el párrafo anterior y determinados mediante cálculos o mediante ensayos específicos, de acuerdo con la normativa correspondiente.

Para el dimensionamiento transversal del tablero, se considerará que, simultáneamente con esta acción accidental, actúa una fuerza vertical debida, a la presencia del vehículo de valor igual a  $0,75 Q_{1k}$  situada próxima a los anclajes del sistema de contención en la posición más desfavorable, siendo  $Q_{1k}$  la carga por eje del vehículo pesado correspondiente al carril virtual 1. Estas acciones no se combinarán con ninguna otra acción variable.

Para el dimensionamiento local de los detalles constructivos en la zona del tablero en la que se conecta el elemento de contención, se considerará una acción accidental de 1,5 veces de la acción indicada más arriba, con el objeto de asegurar que, bajo el impacto de un vehículo contra el pretil, el tablero no resulta dañado. A efectos de este dimensionamiento local, dicha acción accidental no se combinará con ninguna acción variable.

## 3 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el cálculo y dimensionamiento de elementos estructurales se han utilizado diferentes herramientas informáticas:

- Metal 3D (Cype). Para el cálculo estructural del tablero
- Muros en ménsula (Cype). Para el cálculo estructural de los estribos
- Calc Flex. Para el cálculo de la armadura de la losa.
- SAP 2000. Para el cálculo de la pila

### 3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MODELO

Estructuralmente el puente se ha modelizado como un emparrillado de barras, donde cada viga metálica representa una barra.

A continuación, se modeliza la losa superior introduciendo barras transversales a modo de vigas. Al tener las vigas metálicas diferentes longitudes, dependiendo de cada vano, la separación entre las barras transversales que modelizan la losa de hormigón superior son diferentes, dependiendo de si se encuentran en el primer o el segundo vano. Las barras transversales están separadas por una distancia de 103 centímetros en el vano 1 y de 98,7 centímetros en el vano 2. Debido al esviaje existente entre apoyos estas barras transversales tienen la misma dirección que los estribos del puente. Por tanto existe una zona intermedia donde la separación de las vigas transversales es de 142 centímetros, mayor que las dos anteriores.

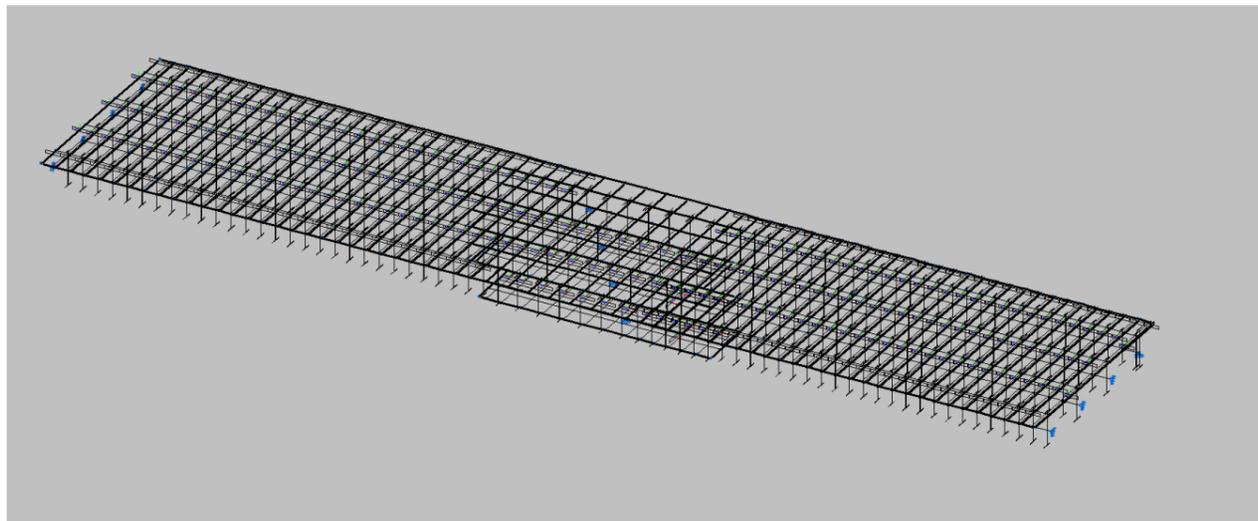


Figura 4.12 – Modelo general introducido en Metal 3D.

Después de la modelización de la losa superior hacemos lo mismo con la losa inferior, cabe destacar que la losa inferior no se encuentra en la totalidad del puente ya que se trata de una zona de hormigonado ubicada únicamente en la zona de momentos negativos, cerca de la pila central, cuyo objetivo es el de dotar a la estructura de una mayor resistencia a flexión de la sección debido a la adición de hormigón. Por tanto la losa inferior de hormigón tan solo se encuentra entre las vigas V1-V2, V2-V3, V3-V4 ocupando un área longitudinal de dos décimas partes de la luz entre vanos y una anchura igual a la distancia entre vigas.

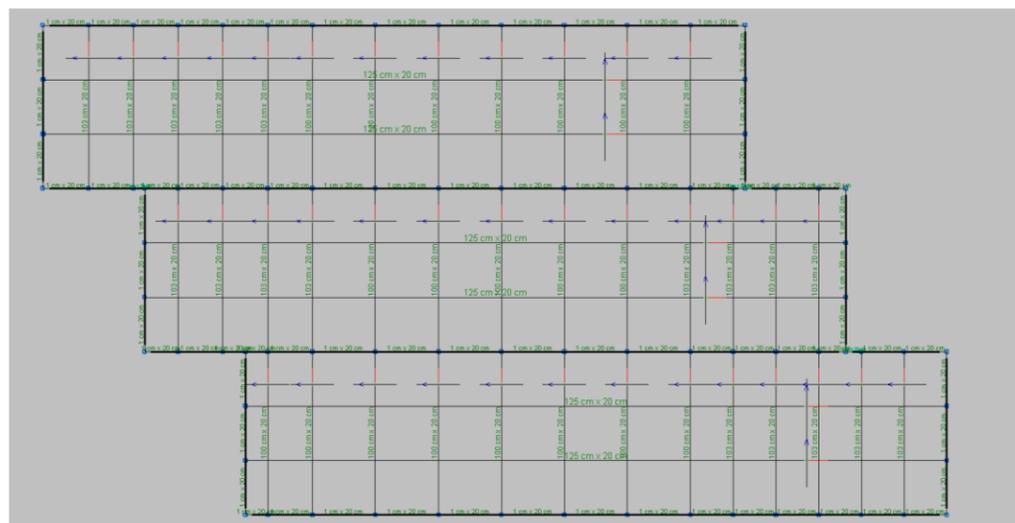


Figura 4.13 – Planta de la losa inferior introducida en el modelo.

Una vez realizado el entramado de la estructura se dota tanto a los extremos como a la parte central de las correspondientes vinculaciones exteriores (impedimentos de movimientos horizontales y verticales).

Finalmente debemos de lograr que el hormigón de las losas trabaje conjuntamente con las vigas metálicas, para ello ligamos los movimientos de los nudos existentes de la losa superior, la viga metálica y la losa inferior de todo el tablero del puente exceptuando la zona de vinculaciones exteriores. Ello consigue que los movimientos de dichos nudos estén enlazados y, por tanto, los hace trabajar conjuntamente,

### 3.1.1 TABLERO. VIGAS METÁLICAS.

Una vez modelizada la estructura y para el cálculo y predimensionamiento de las vigas metálicas es imprescindible introducir al modelo del tablero creado las cargas oportunas con sus correspondientes coeficientes de seguridad

Los cálculos a realizar relativos al tablero mixto son los siguientes:

- Comprobación de los estados límites últimos (ELU). Resistencia
- Comprobación de los estados límites últimos (ELU). Abolladura
- Comprobación de los estados límites de servicio (ELS). Flecha
- Comprobación de los estados límites de servicio (ELS). Fisuración del hormigón
- Dimensionamiento de las vigas metálicas

La combinación de acciones empleadas para el cálculo de las cargas son las siguientes:

ELU. Situaciones persistentes y transitorias

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

ELS. Situación Cuasi permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Con las cargas introducidas en el tablero del puente se realizará la comprobación de resistencia y de flecha de la estructura (aprovechamiento) con el objetivo de que el tablero del puente no exceda de los valores límite establecidos. Para ello será preciso dotar a las vigas metálicas de una sección determinada hasta que finalmente cumpla estos valores.

Para finalizar se muestra gráficamente las dimensiones de la viga metálica y el cumplimiento de los valores límites establecidos con esas dimensiones.

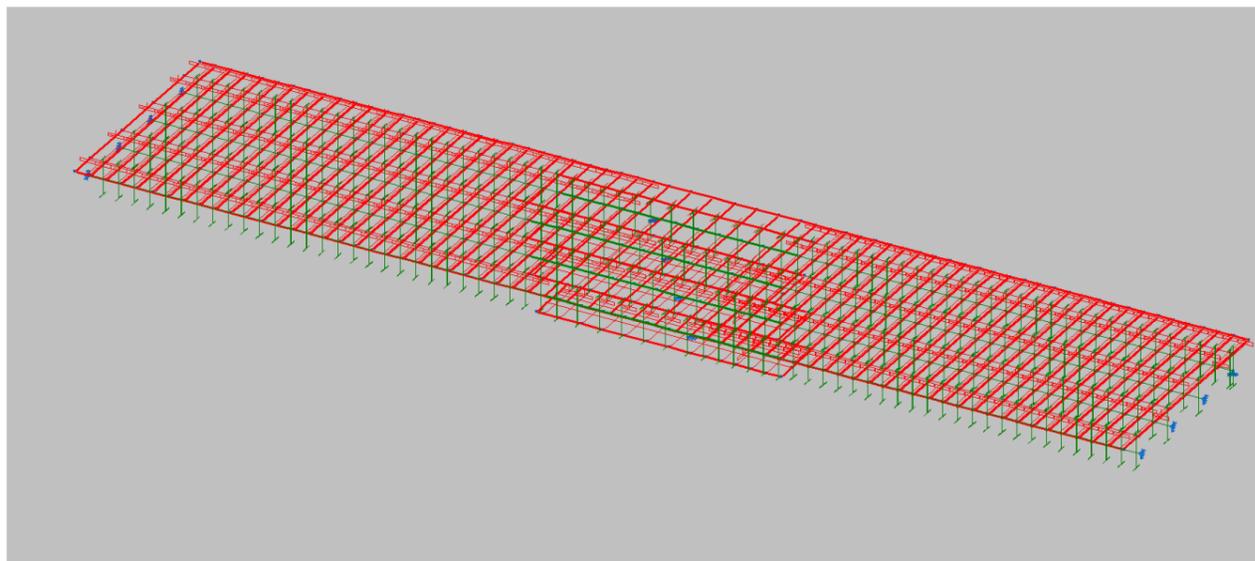


Figura 4.14 – Chequeo resistente en Metal 3D.

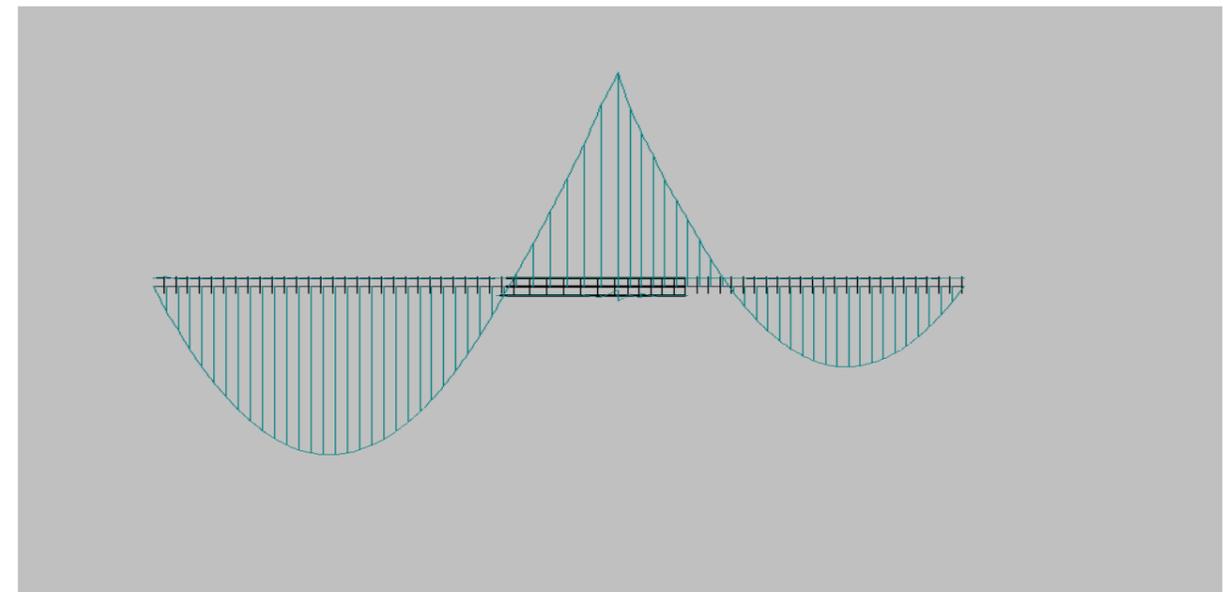


Figura 4.15 – Ley de momento flectores que solicita al tablero en la hipótesis de peso propio.

Por último, se ha dimensionado la soldadura que se debe ejecutar entre las piezas metálicas que componen la viga armada. Para ello en una hoja de cálculo se ha llevado a cabo la comprobación del cumplimiento de la garganta de soldadura. Para ello se han realizado los siguientes cálculos.

Primero se han determinado los rangos de compatibilidad de la garganta de soldadura en función del espesor de las chapas metálicas. Por lo que se ha realizado la comprobación con un espesor de soldadura de 8 mm.

Para ello ha de cumplirse que:

$$\tau_w = \frac{F}{a \cdot L_w} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}}$$

Siendo:

F	Fuerza que ha de transmitir
a	Espesor de garganta de soldadura
$f_u$	Resistencia última del acero
$\beta_w$	Coefficiente de correlación
$\gamma_{M2}$	1.25

Por tanto se calcula la fuerza rasante que se transmite por unidad de longitud entre el ala y alma de la viga metálica mediante la siguiente expresión:

$$Re = \frac{Q}{I} \cdot Me$$

Siendo:

Q	Cortante de cálculo
I	Inercia de la sección
Me	Momento estático

Realizando esta operación se obtiene un valor de la rasante igual a 578 N/mm, por tanto, comparando el resultado con respecto a la fórmula inicial mencionada queda demostrado y comprobado que un espesor de garganta de 8 mm cumple y por tanto es capaz de resistir el esfuerzo rasante que se produce.

$$578 \leq 2093 \text{ N/mm}$$

### 3.1.2 TABLERO. LOSAS.

El cálculo y dimensionamiento de las losas se ha llevado a cabo de manera similar al dimensionamiento y cálculo de las vigas metálicas (refiriéndonos al espesor de las mismas). El espesor de losa resultante tanto en la parte superior como en la inferior es de 20 centímetros.

Para el dimensionamiento del armado frente a la flexión transversal, se ha usado el programa informático Calc Flex para el cálculo de las mismas. Se ha utilizado la teoría de vigas para el cálculo del armado necesario, y de tipo losa para el cálculo del armado mínimo exigible.

Del Metal 3D, se obtienen los esfuerzos para el cálculo y dimensionamiento de las losas. Estructuralmente consiste en una viga con cuatro vanos y dos voladizos exteriores, los apoyos son elásticos debido a la deformación que experimenta la viga metálica.

A continuación, se muestra la barra en la cual colocando las cargas puntuales de la sobrecarga se generan mayores esfuerzos a las vigas metálicas. Para la losa de hormigón la colocación de estas cargas no representa ningún esfuerzo adicional ya que siempre discurren paralelas a los apoyos de la misma.

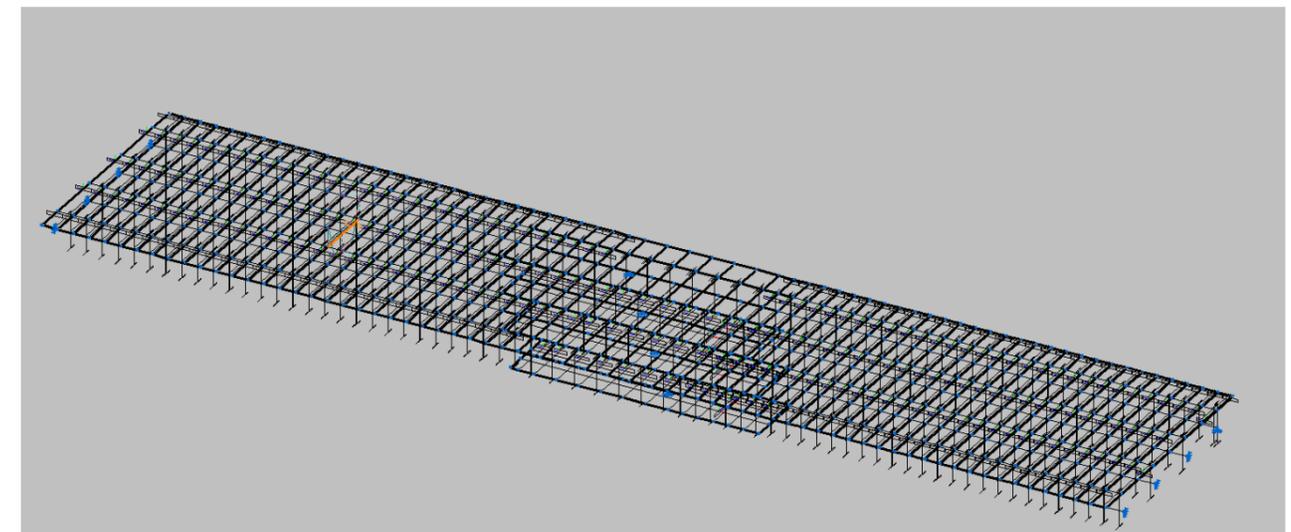


Figura 4.16 – Barra que modeliza las tensiones máximas soportadas por la losa superior.

Los esfuerzos flectores máximo y mínimo que se producen en la barra sombreada son los siguientes:

$$M_{ymin} = -137.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ymax} = 108.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dado que además de las solicitaciones de cálculo que se han introducido en el Metal 3D existe la necesidad de colocar armadura transversal por razones de conexión entre los dos materiales. Dicha armadura se calcula manualmente en el apartado de chequeo manual de la solución adoptada. No obstante, en este momento se calcula la necesaria por cálculo para la flexión transversal para luego sumar la necesaria por esfuerzo rasante.

Con los momentos anteriormente mostrados y el programa Calc Flex se llega a las siguientes necesidades de armado:

	Flectores positivos	Flectores negativos
	As [mm <sup>2</sup> ]	As [mm <sup>2</sup> ]
Inferior	1306,9	314,16
Superior	314,16	2463,01
Longitudinal	314,16	471,24

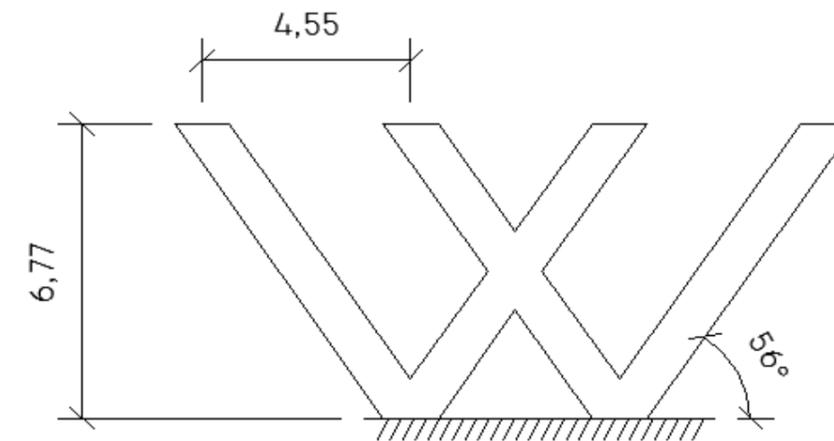
Tabla 4.12 – Armaduras transversales debido a la flexión transversal.

Por otro lado, se calcula la armadura longitudinal necesaria. Para ello, es necesario obtener las tensiones que soporta el hormigón en cada una de las fases. Se recuerda que debido a tratarse de un proceso constructivo evolutivo donde la sección cambia el hormigón no recibe tensión alguna debido al peso propio de las vigas metálicas o de su peso propio ya que solo genera deformaciones en las vigas metálicas y, en consecuencia, tensiones en ellas pero no generará dicha carga alguna tensión sobre el hormigón.

Dado que el hormigón de la losa superior en las zonas de momentos flectores positivos se encuentra fundamentalmente comprimido para todo caso de carga el armado de la losa superior, en su dimensión longitudinal, se realiza por mínimos mientras que se calculará un armado para la losa superior en momentos negativos debido a la fisuración de la misma. Dicha cuantía de armado se calcula en el apartado de chequeo manual de la solución adoptada.

### 3.1.3 PILAS

Como se ha descrito con anterioridad las pilas son elementos de hormigón armado en forma de W cuya geometría se describe en el siguiente gráfico:



\* LAS COTAS SE DISPONEN EN METROS

Figura 4.17 – Croquis de las pilas y sus dimensiones principales.

Para su cálculo y dimensionamiento estructural se han tomado como acciones los esfuerzos de reacción derivados del modelo del tablero ejecutado en Metal 3D. Se muestra una tabla resumen de dichos esfuerzos clasificados por hipótesis.

CÓDIGO HIPÓTESIS	DESCRIPCIÓN
PP+CM	Representa las cargas que son debidas al peso propio de la estructuras más las cargas muertas que se colocan encima de valor permanente.
SC1	Es la sobrecarga asociada al carril virtual 1.
SC2	Es la sobrecarga asociada al carril virtual 2.
SC3	Es la sobrecarga asociada al carril virtual 3.
SC4	Es la sobrecarga asociada a las aceras.
V1	Representa las cargas más desfavorables de la acción viento.

Tabla 4.13 – Relación de los códigos de las hipótesis consideradas con su descripción física.

PP+CM			
Pila	Rx	Ry	Rz
1	0	0	1256,817
2	0	0	1313,869
3	0	0	1286,701
4	0	0	1198,675

Tabla 4.14 – Reacción obtenidas en la hipótesis peso propio y carga muerta.

SC1			
Pila	Rx	Ry	Rz
1	0	0	225,18
2	0	0	896,194
3	0	0	1008,554
4	0	0	191,107

Tabla 4.15 – Reacción obtenidas en la hipótesis sobrecarga 1

SC2			
Pila	Rx	Ry	Rz
1	0	0	-0,142
2	0	0	29,501
3	0	0	112,98
4	0	0	107,028

Tabla 4.16 – Reacción obtenidas en la hipótesis sobrecarga 2

SC3			
Pila	Rx	Ry	Rz
1	0	0	43,566
2	0	0	52,371
3	0	0	38,884
4	0	0	-14,543

Tabla 4.17 – Reacción obtenidas en la hipótesis sobrecarga 3

SC4			
Pila	Rx	Ry	Rz
1	0	0	564,274
2	0	0	-10,76
3	0	0	-21,578
4	0	0	563,702

Tabla 4.18 – Reacción obtenidas en la hipótesis de peso propio y carga muerta

V1			
Pila	Rx	Ry	Rz
1	13,947	-76,036	-116,363
2	-18,368	5,823	-113,424
3	-8,717	2,479	-113,07
4	6,963	-93,345	-115,151

Tabla 4.19 – Reacción obtenidas en la hipótesis de peso propio y carga muerta

Una vez conocidos las reacciones del tablero, es decir, las acciones del modelo de las pilas, se realiza un modelo con el programa Sap2000 que se presenta de manera gráfica a continuación:

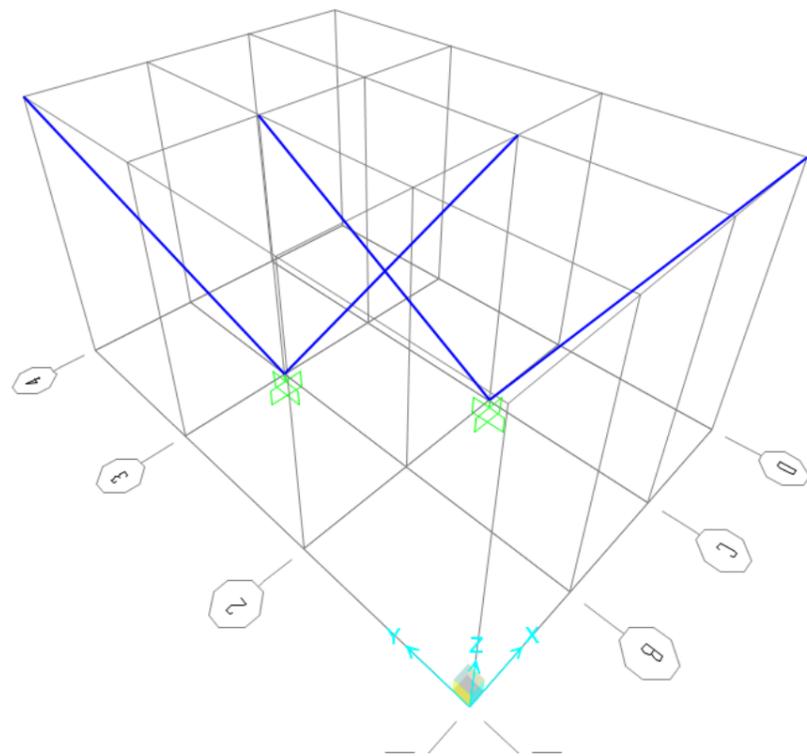


Figura 4.18 – Modelo estructural de las pilas en Sap2000. Visionado 3D.

Como se puede observar se ha dispuesto una barra coincidiendo con el eje de cada uno de los brazos de la W, las cargas se han aplicado en los nudos de coronación coincidiendo los ejes entre el modelo de Sap2000 y el de Metal 3D, no obstante, dado que uno son reacciones y el otro acciones se han cambiado los signos de las reacciones para convertirlas a acciones. Dichas cargas se han aplicado en los nudos de coronación de los brazos de la W despreciando la altura de la meseta de nivelación para los aparatos de apoyo.

Además de las reacciones provenientes del tablero se han considerado la acción del peso propio de la pila y una acción extra accidental que corresponde con el impacto de un vehículo circulante por la calzada inferior contra la pila que se está diseñando. Dicha acción ha sido considerada según indica la

Instrucción de acciones para puentes de carretera IAP-11, es decir, con dos fuerzas puntuales, una de ellas en la dirección del tráfico de 1000 kN y otra perpendicular al mismo de 500 kN. La altura de dichas cargas será la más desfavorable entre 0,5 y 1,5 metros; por ello en nuestro caso se ha considerado a 1,5 metros dado que genera un mayor esfuerzo flector sobre la base.

Las comprobaciones efectuadas en el modelo de Sap2000 se corresponden a las de los estados límites últimos (E.L.U.) correspondiente a la resistencia de la sección, por ello los coeficientes de combinación seleccionados son los pertenecientes a dichos estados límite. La combinación más desfavorable es aquella que toma como sobrecarga dominante la hipótesis SC1 resultando el siguiente diagrama de momento flectores en el brazo más solicitado:

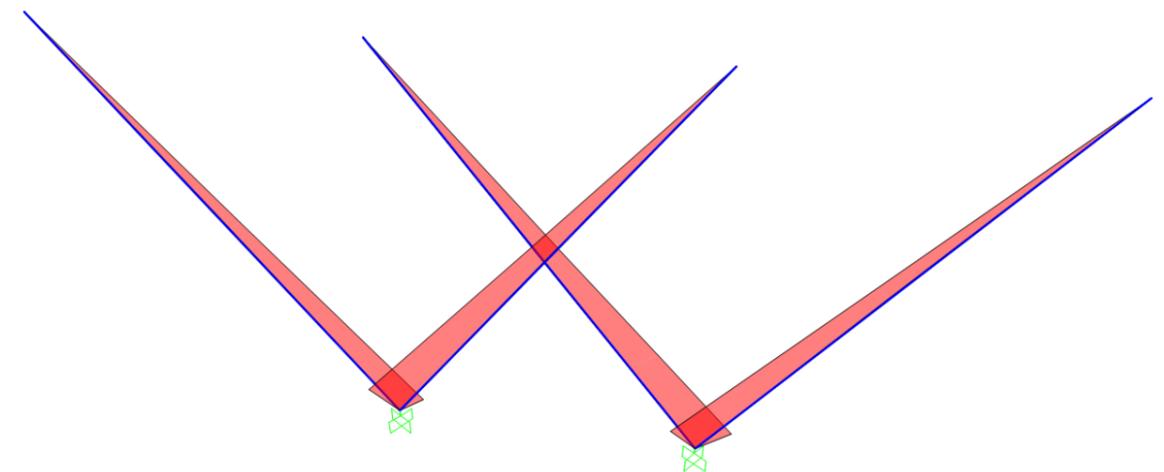


Figura 4.19 – Diagrama de momentos flectores en el modelo de las pilas.

Para el dimensionamiento del armado necesario por cálculo de la sección se han tomado 17 secciones de la misma en las cuales se calcula el armado necesario para cada una de ellas, y así, se ajustaran las cuantías de armado necesarias en función de la ley de flectores más desfavorable mostrada anteriormente. La cuantía de armado necesaria para cada sección se ha calculado con la teoría de vigas y el software de comprobación y dimensionamiento CalcFlex.

Una vez obtenido el armado necesario se han insertado diferentes combinaciones de armado utilizando diámetros comerciales y normalizados de forma que en la siguiente tabla se representan los resultados que se han obtenido así como la configuración final de armado a flexión de la misma.

S	x	h	N	My	Mz	As sup	n32	n25	n20	n16	n12	A. disp	¿Cumple?
1	0	0,00	2972	251,95	14658,30	20459,2	26	2	0	0	0	21892,19	SI
2	0,5	0,44	2972	219,88	13683,00	18652,7	22	2	0	0	0	18675,20	SI
3	1	0,88	2972	189,89	12708,06	16891,5	20	2	0	0	0	17066,70	SI
4	1,5	1,32	2972	162,00	11732,93	15149,9	18	2	0	0	0	15458,21	SI
5	2	1,77	2972	136,18	10757,81	13495,4	16	2	0	0	0	13849,71	SI
6	2,5	2,21	2972	112,46	9782,68	11841,0	14	2	0	0	0	12241,22	SI
7	3	2,65	2972	90,84	8807,56	10244,2	12	2	0	0	0	10632,72	SI
8	3,5	3,09	2972	71,32	7832,44	8684,2	10	2	0	0	0	9024,22	SI
9	4	3,53	2972	53,90	6870,17	7145,1	8	2	0	0	0	7415,73	SI
10	4,5	3,97	2972	38,58	5933,00	5714,3	6	2	0	0	0	5807,23	SI
11	5	4,41	2972	25,42	4997,51	4297,7	4	2	4	0	0	5455,38	SI
12	5,5	4,86	2972	14,43	4061,17	2881,1	2	2	4	0	0	3846,88	SI
13	6	5,30	2972	5,54	3124,85	1522,6	0	2	4	0	0	2238,38	SI
14	6,5	5,74	2972	0,00	2188,52	1786,0	0	2	4	0	0	2238,38	SI
15	7	6,18	2972	0,00	1252,19	0,0	0	0	0	0	0	0,00	SI
16	7,5	6,62	2972	0,00	315,85	0,0	0	0	0	0	0	0,00	SI
17	7,67	6,77	2972	0,00	0,00	0,0	0	0	0	0	0	0,00	SI

Tabla 4.20 – Armado a flexión por cálculo de las pilas.

Además del armado obtenido por cálculo a flexión se deben tener en cuenta los mínimos de armado establecidos en el EC-2. Dichos mínimos están publicados en la normativa en los apartados 7.3, 9.1 y 9.5. Dado que nuestra pila tiene un esviaje sensible con respecto a la vertical y dado que el esfuerzo principal que debe soportar es la flexión se han tomado los mínimos de pilas y los mínimos de vigas de los indicados en la normativa. Dichos mínimos se calculan a continuación:

Mínimos según elemento viga

La expresión general para el cálculo de dichos mínimos es la siguiente:

$$A_{s,min} = \frac{W}{z} \cdot \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}}$$

Dónde:

W Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.

Z Es el brazo mecánico de la sección que puede aproximarse por 0,8· h.

F<sub>ctm,fl</sub> Es la resistencia media a flexotracción.

F<sub>yd</sub> Es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

Dado que la sección que se dispone en las pilas es de canto constante el valor de z no varía a lo largo de la pila, no obstante, el módulo resistente sí que lo hará debido a la disminución del hormigón comprimido y, por tanto, estructuralmente activo en la sección. Para resolver este problema se calcula el módulo resistente de cada sección a partir de los datos de profundidad de fibra neutra extraídos del cálculo de armadura necesaria con el calcFlex obteniéndose los siguientes resultados:

Mínimos según elemento pilar

Según el anejo nacional español del euro código 2 la armadura mínima a disponer en cada una de las caras es la siguiente:

$$A'_{s1,min} = 0,05 \cdot \frac{N_{ed}}{f_{yc,d}}$$

$$A'_{s2,min} = 0,05 \cdot \frac{N_{ed}}{f_{yc,d}}$$

Dónde:

N<sub>ed</sub> Esfuerzo axial al que está sometida la sección.

F<sub>yc,d</sub> Resistencia de cálculo del acero a compresión que no debe ser mayor de 400 Mpa.

Además por tratarse de un pilar debe cumplirse simultáneamente la siguiente condición:

$$A_{s,min} = \frac{0,004 \cdot A_c}{f_{yd}}$$

Dónde:

Ac Área de hormigón que hay en la sección,

Fyd Resistencia de cálculo del acero a tracción.

A continuación se muestra una tabla comparativa entre los diferentes mínimos y armaduras de cálculo obtenidas en cada una de las 17 secciones para determinar la armadura longitudinal finalmente dispuesta en cada una de las caras de la pila:

Puntos	Secciones	As sup	n32	n25	n20	n16	n12	A. disp	As min	Armar por mínimos?
1	0	20459,2	26	2	0	0	0	21892,1884	1856,74958	No
2	0,5	18652,7	22	2	0	0	0	18675,1975	1834,2961	No
3	1	16891,5	20	2	0	0	0	17066,7021	1812,92589	No
4	1,5	15149,9	18	2	0	0	0	15458,2067	1792,55371	No
5	2	13495,4	16	2	0	0	0	13849,7112	1773,10884	No
6	2,5	11841	14	2	0	0	0	12241,2158	1754,06136	No
7	3	10244,2	12	2	0	0	0	10632,7203	1736,57052	No
8	3,5	8684,2	10	2	0	0	0	9024,2249	1719,57214	No
9	4	7145,1	8	2	0	0	0	7415,72946	1703,11666	No
10	4,5	5714,3	6	2	0	0	0	5807,23402	1688,10539	No
11	5	4297,7	4	2	4	0	0	5455,37564	1673,50848	No
12	5,5	2881,1	2	2	4	0	0	3846,8802	1659,1522	No
13	6	1522,6	0	2	4	0	0	2238,38477	1645,62809	No
14	6,5	1786	0	2	4	0	0	2238,38477	1632,44868	No
15	7	0	0	0	0	0	0	0	1575	Si
16	7,5	0	0	0	0	0	0	0	1575	Si
17	7,67	0	0	0	0	0	0	0	1575	Si

Tabla 4.21 – Requisitos de armado y armado dispuesto en cada sección de diseño de la pila.

Una vez calculada la armadura longitudinal de la pila se pasa al cálculo de la armadura a cortante necesaria para las mismas. Para ello, en primer lugar, se muestra gráficamente el diagrama de cortantes resultante del modelo de cálculo del programa Sap2000:

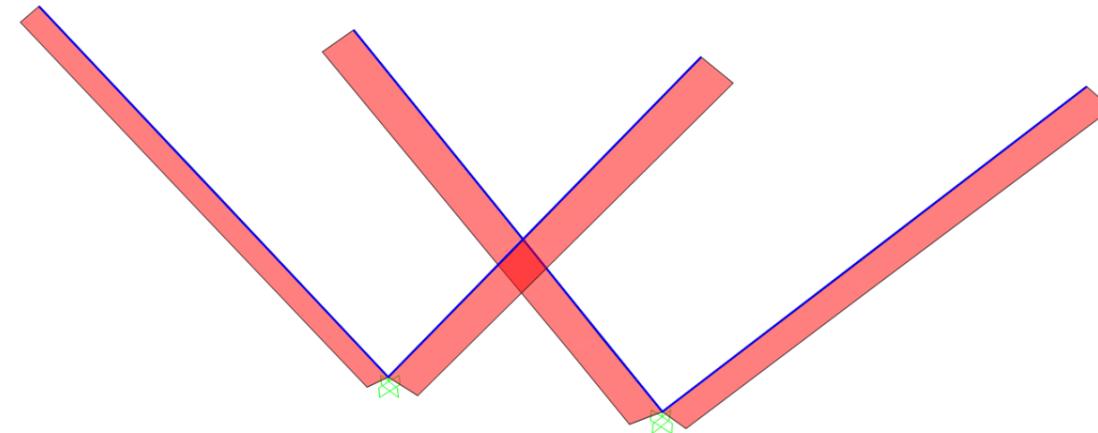


Figura 4.20 – Diagrama de cortante en las pilas.

Para el dimensionamiento de dicha armadura también se va a dividir la barra en 17 secciones de medio metro de separación entre las mismas salvo la última que se encuentra en el punto final a 7,67 metros del origen de la barra. Para el cálculo de la armadura a cortante necesaria utilizamos el apartado 6.2 de la norma EC-2 que se refiere al Estado Límite Último de corte.

De manera general el esfuerzo cortante se resiste mediante la acción combinada de las armaduras y el hormigón. No obstante, si el hormigón sólo fuera capaz de resistir la sollicitación podríamos tomar como armadura de cálculo a cortante 0 cm<sup>2</sup>, aunque finalmente por mínimos deberemos armar la pieza, no obstante, se calcula.

El valor de la resistencia a cortante de hormigón es el mayor de las siguientes dos expresiones:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}]b_wd$$

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1\sigma_{cp}]b_wd$$

Dónde:

$F_{ck}$  Es la resistencia característica a compresión del hormigón.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ Con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  Área de la armadura de tracción que se extiende más de un canto y longitud de anclaje de la sección considerada.

$b_w$  Es la menor anchura de la sección transversal en la zona de tracción.

$\sigma_{cp}$   $Ned/Ac < 0,2 Ac$  [Mpa]

$Ned$  Es el esfuerzo axial que solicita la sección. debido a la carga o al pretensado [en N]

$A_c$  Es el área de la sección transversal de hormigón en  $mm^2$ .

$VR_{d,c}$  Es la resistencia a cortante ofrecida solo por el hormigón. [N]

Operando con los valores obtenidos de cada uno de los parámetros en las dos expresiones mencionadas anteriormente se obtiene que:

$$V_{Rd,c} = 1518.02 \text{ kN}$$

Al disponer de un cortante de cálculo mayor que el que no requeriría una armadura de cortante, se procede a dimensionar esta armadura, cuya expresión es la siguiente:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

Donde:

$A_{sw}$  Área de la sección transversal de la armadura de cortante

$s$  Separación entre los cercos

$f_{ywd}$  Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante

Siempre que se cumpla la siguiente expresión:

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$$

Donde

$v_1$  Es un coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante

$a_{cw}$  Es un coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión

Igualando la fórmula anterior al cortante de cálculo y despejando  $a_{sw}$ , tomando una separación de 100 mm se obtiene las siguientes áreas de armado.

Puntos	Secciones	$VR_{d,c}$ (kN)	$VR_{dc, min}$ (kN)	$V_{ed}$ (kN)	$V_{max}$ (kN)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
1	0	1518,08	1205,74	2101,79	5200,15	179,43
2	0,5	1470,50	1217,86	2091,67	5263,81	176,40
3	1	1449,02	1229,65	2081,56	5325,85	173,50
4	1,5	1424,76	1241,16	2071,44	5386,38	170,72
5	2	1397,34	1252,37	2061,32	5445,45	168,04
6	2,5	1366,47	1263,59	2051,20	5504,58	165,42
7	3	1330,82	1274,10	2041,08	5560,03	162,96
8	3,5	1289,86	1284,51	2030,97	5614,99	160,57
9	4	1241,97	1294,79	2020,85	5669,24	158,24
10	4,5	1184,12	1304,32	2010,73	5719,65	156,06
11	5	1175,15	1313,76	2000,61	5769,54	153,93
12	5,5	1098,67	1323,19	1990,50	5819,47	151,84
13	6	992,96	1332,23	1980,38	5867,29	149,84
14	6,5	998,63	1341,17	1970,26	5914,66	147,88
15	7	445,80	1381,84	1960,14	6130,40	141,94
16	7,5	445,80	1381,84	1950,03	6130,40	141,21
17	7,67	445,80	1381,84	1939,91	6130,40	140,48

Tabla 4.22- Áreas de armadura de cortante por cálculo.

Con estas áreas se ha obtenido la distribución real de armado que consiste en la colocación de dos cercos en paralelo de 12 mm de diámetro. A continuación se detalla gráficamente la solución de la sección transversal.

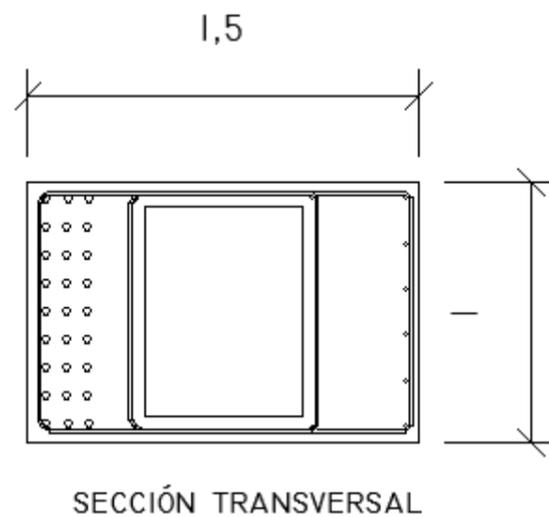


Figura 4.21 – Sección transversal de la pila con armado correspondiente a la base de la misma.

### 3.1.4 ESTRIBOS

El cálculo y dimensionamiento del armado de los estribos se ha efectuado con el módulo “muros en ménsula” del software de Cype. Este módulo efectúa la comprobación estructural y de mínimos de dichos muros con respecto a las normativas vigentes EC-2 y EHE-08.

Los datos de entrada que requiere el módulo de Cype son los esfuerzos en coronación del muro ménsula, la geometría del muro, tanto el alzado como la cimentación, y la descripción geotécnica del suelo. En primer lugar vamos a describir geoméricamente el estribo que se va a disponer:

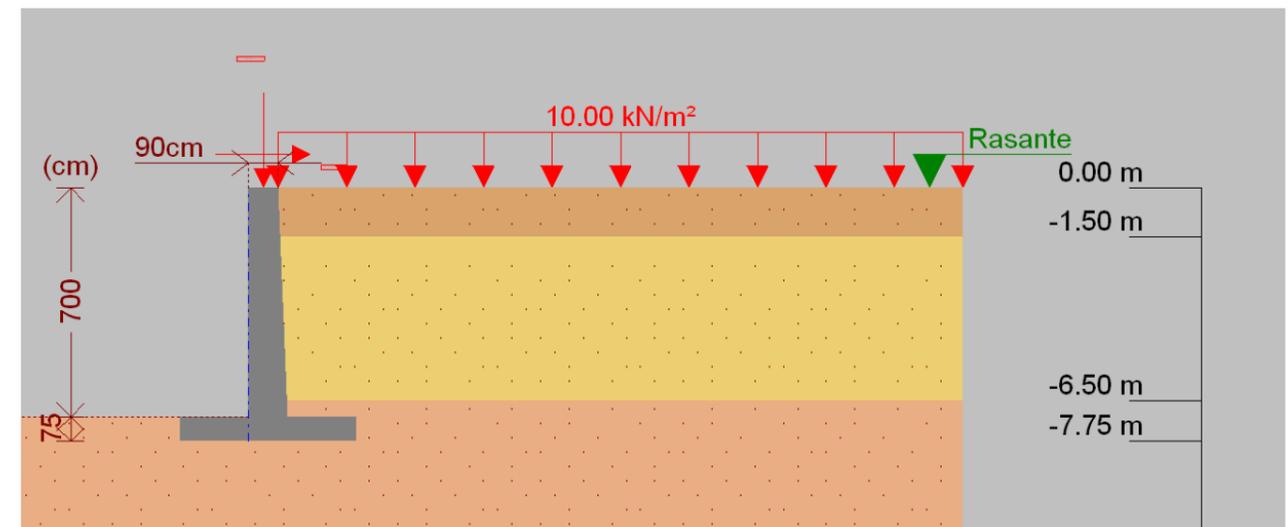


Figura 4.22 – Descripción geométrica del estribo y el terreno al que afecta.

Seguidamente se muestra una tabla donde se resumen las reacciones del tablero en los vanos extremos, dada la limitación de información geotécnica que tenemos se van a ejecutar ambos estribos con cimentación profunda.

Dado que las reacciones en los dos extremos del tablero son similares vamos a ejecutar los dos estribos iguales de esta manera ahorraremos complicación de ejecución y ejecutar multitud de elementos diferentes. Por ello elegiremos las reacciones mayores.

Una vez dispuesta la geometría y aplicadas las cargas en coronación se debe disponer del modelo geotécnico del terreno como se indica en el anejo geológico-geotécnico en el capítulo V.

Ahora que ya se han colocado todos los condicionantes al programa se calcula generando la siguiente ley de flectores en el alzado del muro:

Carga permanente y empuje de tierras con sobrecargas

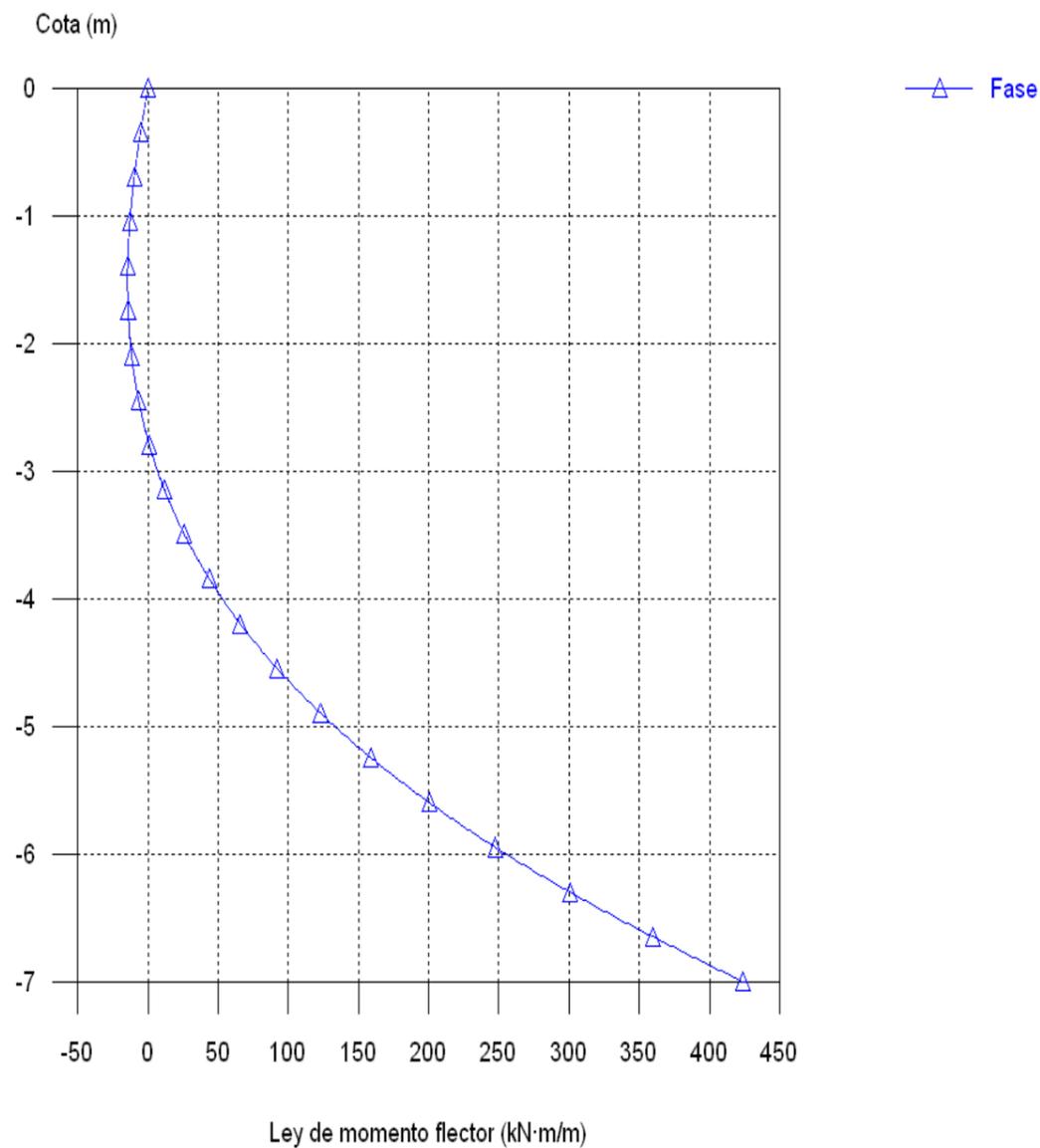


Figura 4.23 – Ley de esfuerzos flectores generada en el alzado del estribo.

A continuación se detalla en la siguiente tabla las comprobaciones efectuadas y que cumplen la normativa vigente.

Comprobaciones estructurales del estribo. Muro.		
Concepto	Valor Límite	Valor de cálculo
Comprobación a rasante en arranque del muro	2222,8 kN/m	279,5 kN/m
Espesor mínimo del tramo	20 cm	90 cm
Separación libre mínima a armaduras horizontales [trasdós]	3,7 cm	13,8 cm
Separación libre mínima a armaduras horizontales [intradós]	3,7 cm	18,8 cm
Separación máxima de armaduras horizontales [trasdós]	30 cm	15 cm
Separación máxima de armaduras horizontales [intradós]	30 cm	20 cm
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara [trasdós]	0,001	0,0015
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara [Intradós]	0,001	0,00113
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada	0,0009	0,00272
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada	0,00205	0,00272
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida	0,00027	0,000031
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida	7,00E-05	0,00031
Separación libre mínima entre armaduras verticales [Trasdós]	3,7 cm	15 cm
Separación libre mínima entre armaduras verticales [Intradós]	3,7 cm	30 cm
Separación máxima entre barras [Trasdós]	30 cm	15 cm
Separación máxima entre barras [Intradós]	30 cm	30 cm
Comprobación a cortante	635,5 kN/m	207,6 kN/m
Comprobación de fisuración	0,3 mm	0 mm
Longitud de solapes [base trasdós]	1,5 m	2,5 m
Longitud de solapes [base intradós]	0,3 m	0,3 m
Comprobación del anclaje del armado base en coronación [Trasdós]	79 cm	80 cm
Comprobación del anclaje del armado base en coronación [Intradós]	0 cm	60 cm
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación	4 cm <sup>2</sup>	6 cm <sup>2</sup>
Canto mínimo viga de coronación	77 cm	80 cm
Área mínima estribos en coronación	7,33 cm <sup>2</sup> /m	7,54 cm <sup>2</sup> /m
Separación máxima entre estribos	30 cm	30 cm

Tabla 4.23 – Comprobaciones alzado del muro.

<b>Comprobaciones estructurales del estribo. Zapata.</b>			
<b>Canto mínimo de zapata</b>		25 cm	75 cm
<b>Flexión de la zapata</b>	Armado superior trasdós	4,35 cm <sup>2</sup> /m	7,54 cm <sup>2</sup> /m
	Armado inferior trasdós	5,61 cm <sup>2</sup> /m	32,72cm <sup>2</sup> /m
	Armado superior intradós	0	7,54 cm <sup>2</sup> /m
	Armado inferior intradós	21,02 cm <sup>2</sup> /m	32,72 cm <sup>2</sup> /m
<b>Esfuerzo Rasante</b>	Trasón	393,6 kN/m	93,2 kN/m
	Intradós	393,6 kN/m	339,9kN/m
<b>Longitud de anclaje</b>	Arranque trasdós	25 cm	65,9 cm
	Arranque Intradós	20 cm	65,9 cm
	Armado inferior trasdós (patilla)	0 cm	25 cm
	Armado inferior intradós (patilla)	0 cm	25 cm
	Armado superior trasdós (patilla)	0 cm	25 cm
	Armadosuperior intradós (patilla)	0 cm	25 cm
<b>Recubrimiento lateral</b>		7 cm	7 cm
<b>Diámetro mínimo</b>	Armadura transversal inferior	12	25
	Armado longitudinal inferior	12	16
	Armado transversal superior	12	12
	Armado longitudinal superior	12	12
<b>Separación máxima entre barras</b>	Armadura transversal inferior	30 cm	15 cm
	Armado longitudinal inferior	30 cm	15 cm
	Armado transversal superior	30 cm	15 cm
	Armado longitudinal superior	30 cm	15 cm
<b>Separación mínima entre las barras</b>	Armadura transversal inferior	10 cm	15 cm
	Armado longitudinal inferior	10 cm	15 cm
	Armado transversal superior	10 cm	15 cm
	Armado longitudinal superior	10 cm	15 cm
<b>Cuantía geométrica mínima</b>	Armadura transversal inferior	0,0009	0,00178
	Armado longitudinal inferior	0,0009	0,001
	Armado transversal superior	0,0009	0,00436
	Armado longitudinal superior	0,0009	0,001
<b>Cuatía mecánica mínima</b>	Armadura transversal inferior	0,00109	0,00178
	Armado longitudinal inferior	0,00025	0,001
	Armado transversal superior	0,00205	0,00436
	Armado longitudinal superior	0,00078	0,001

Tabla 4.24 –Comprobaciones zapata.

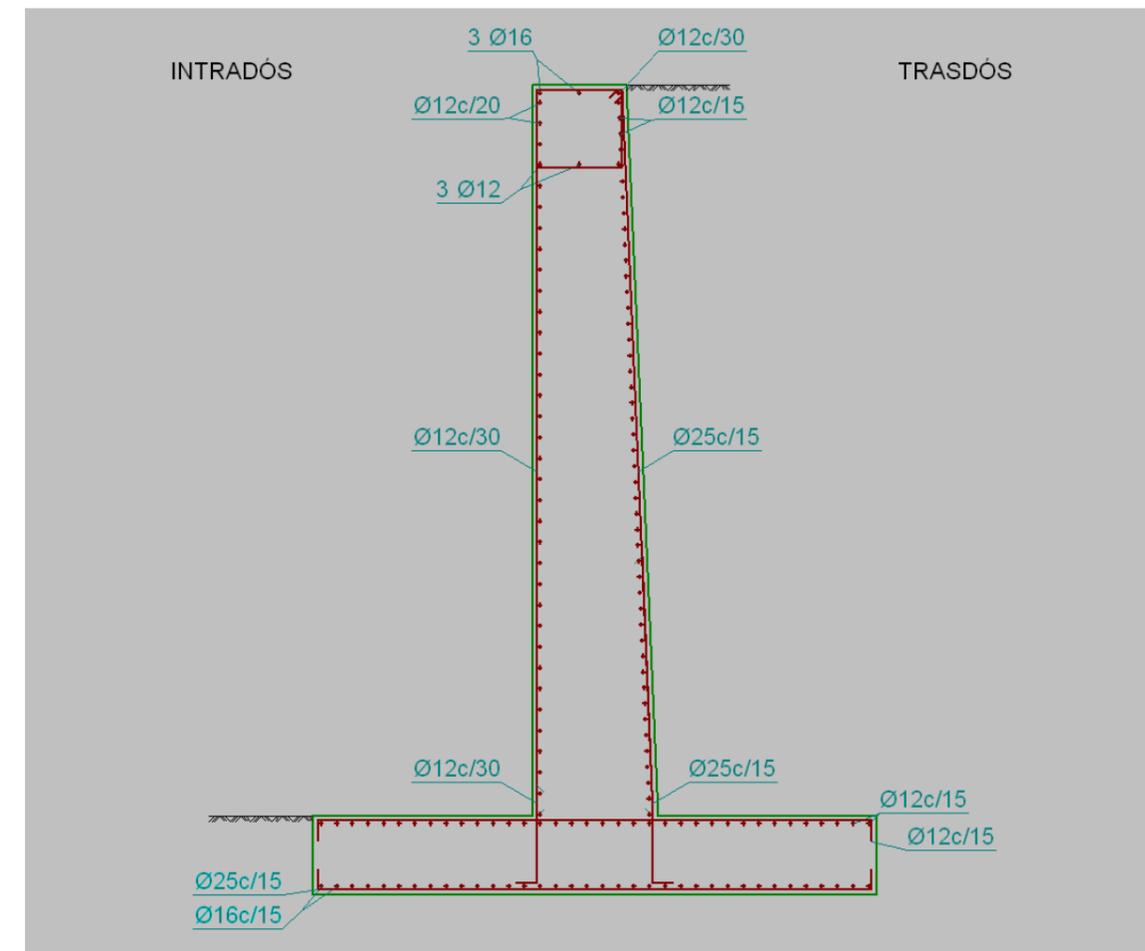


Figura 4.24 – armado de los estribos.

### 3.1.5 APARATOS DE APOYO

Los aparatos de apoyo son los elementos que se colocan entre el tablero y las pilas y estribos de los puentes. Generalmente se utilizan aparatos de apoyo de neopreno zunchado para desempeñar esta función.

Las propiedades mecánicas del neopreno se resumen en la siguiente tabla:

Característica	Valor mínimo a cumplir
Resistencia a la tracción	16 MPa
Alargamiento en rotura	400%
Deformación remanente por compresión durante 22 horas a 70°C	30%
Dureza shore	55 – 65
Resistencia al ozono	Sin grietas
Módulo de elasticidad transversal para cargas de larga duración [ $G_{\infty}$ ]	0.8 a 1.1 MPa
Módulo de elasticidad transversal para cargas instantáneas [ $G_{\infty}$ ]	2 $G_{\infty}$

Tabla 4.25 – Características mecánicas del neopreno para zunchar.

El cálculo de los aparatos de apoyo se ha realizado según las recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos publicadas por la dirección general de carreteras en el año 1982. En ella se indican 7 comprobaciones que se deben realizar para el diseño de los aparatos de apoyo para puentes de carretera. Estas 7 comprobaciones son las siguientes:

- ✓ Compresión media máxima.
- ✓ Seguridad al deslizamiento.
- ✓ Distorsión máxima admisible.
- ✓ Rotación máxima admisible.
- ✓ Estabilidad del aparato de apoyo.
- ✓ Espesor de las chapas de acero.
- ✓ Limitación de la tensión tangencial.

Compresión media máxima

Esta comprobación versa sobre la tensión máxima que es capaz de soportar el aparato de apoyo, de manera gráfica se explica con el siguiente esquema:

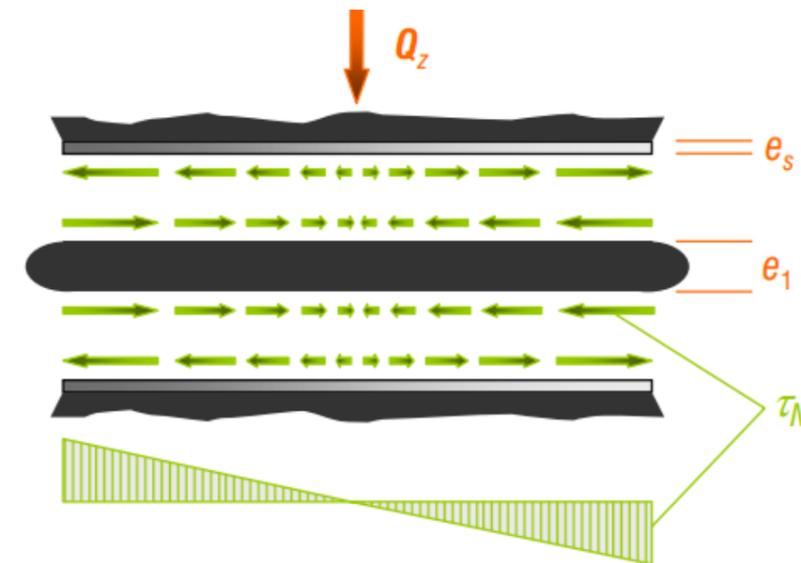


Figura 4.25 – Croquis compresión media máxima.

Para la comprobación de esta limitación emplearemos las siguientes expresiones:

$$\tau_{Nc} = 1.5 \cdot \frac{\sigma}{S} \leq 3 G_{\infty}$$

Dónde:

$$S = \frac{AB}{2(A + B)e_1}$$

Seguridad al deslizamiento

De manera análoga a la anterior comprobación, ésta consiste en comprobar que el neopreno no se desliza y cambia su posición, para ello, aseguramos que existe una tensión mínima que se debe superar en todo momento con esto se consigue que la resistencia al deslizamiento (R) que depende del coeficiente  $\mu \cdot N$  sea un valor elevado y por tanto esta posibilidad se disminuya.

$$\sigma_{min} = \frac{Q_{zkmin}}{AB} \geq 3 \text{ MPa}$$

Si la anterior comprobación no se cumpliera, se pueden realizar dos operaciones; si el valor que resulta se encuentra entre 1 y 3 MPa bastará con disponer un apoyo anclado, mientras que si éste valor resulta menor que 1 MPa se deberá anclar el tablero.

Distorsión máxima admisible

Esta limitación se refiere al máximo ángulo de deformación que puede adoptar el aparato de apoyo. Esta deformación se debe a la acción de una fuerza horizontal  $Q_x$  en la coronación del aparato de apoyo produciendo el fenómeno conocido como distorsión angular. El siguiente croquis explica gráficamente este fenómeno.

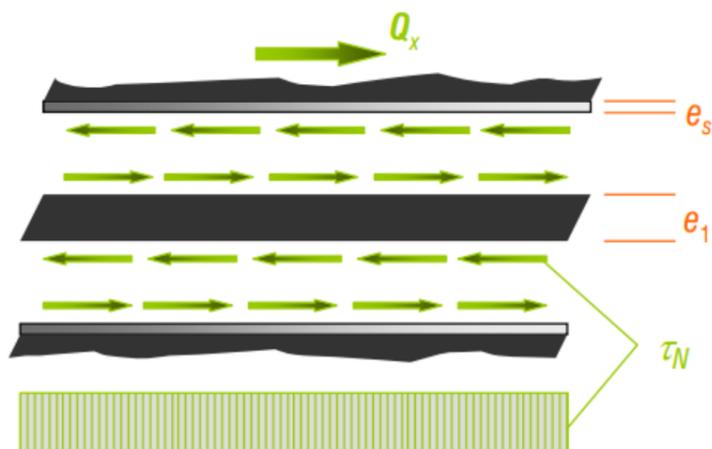


Figura 4.26 – Croquis Distorsión angular admisible.

Para la comprobación de las limitaciones impuestas por dichas recomendaciones se aplican las siguientes expresiones:

$$\tan \gamma_{\infty} = U_{\infty}/e_N < 0.5$$

$$\tan \gamma = U/e_N < 0.7$$

Dónde:

u= desplazamiento longitudinal máximo [ $u = u_0 + u_{\infty}$ ]

en= espesor del neopreno [ $e_N = 2e_0 + ne_1$ ]

Rotación máxima admisible

Esta limitación se corresponde con el máximo ángulo que puede girar el neopreno, lógicamente esta comprobación está ligada al máximo flector longitudinal o transversal en el apoyo. Se presenta a continuación el croquis aclaratorio del mismo.

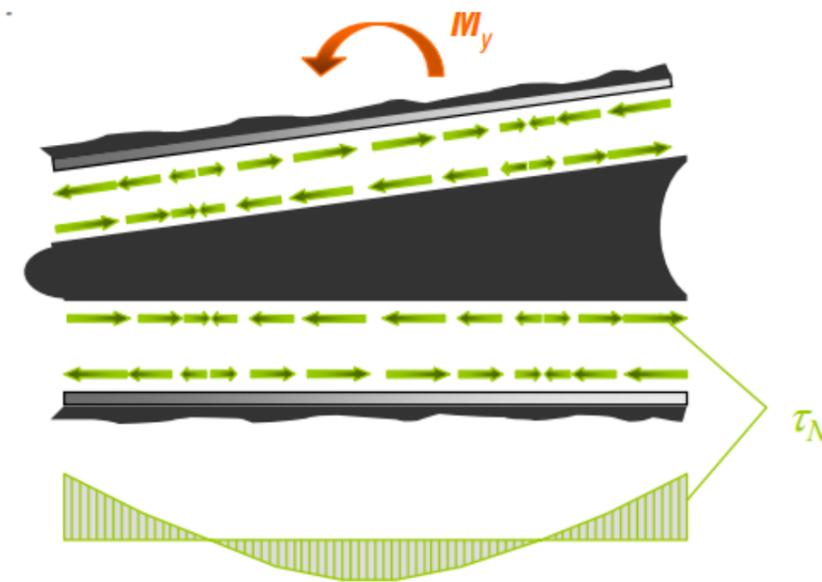


Figura 4.28 – Croquis rotación máxima admisible.

Las expresiones a utilizar para la comprobación de esta limitación son las siguientes:

$$\theta_y < 3n\left(\frac{e_1}{A}\right)^2$$

Estabilidad del aparato de apoyo

La estabilidad del aparato de apoyo pretende comprobar la resistencia frente al vuelco del aparato de apoyo, por ello, la única limitación es que la altura total del neopreno se encuentre entre A/10 y A/5, es decir, una limitación geométrica.

Espesor de las chapas de acero

Es espesor de las chapas de acero debe ser tal que resista las tensiones tangenciales y normales a las que va a ser dispuesto, por ello, dicho espesor debe ser comprobado con la siguiente expresión:

$$e_s = \frac{A\sigma_{max}}{S\sigma_u}$$

Dónde:

$\sigma_u$ = es el límite elástico del acero de los zunchos (acero dulce A-37):

Limitación de la tensión tangencial

Esta limitación tiene en cuenta el valor combinado de las limitaciones que generan tensiones tangenciales importantes en el aparato de apoyo para que el efecto combinado de todas no acabe agotando el neopreno. Las expresiones para comprobar esta limitación son las siguientes:

$$\tau_{Nc} + \tau_{Ny} + \tau_{N\theta} \leq 5G_{\infty}$$

Dónde:

$$\tau_{Nc} = 1.5 \cdot \frac{\sigma}{S}$$

$$\tau_{Nc} = \frac{(Q_{xk}^{\infty} + Q_{xk}^0)}{AB}$$

$$\tau_{Nc} = \frac{G_{\infty}}{2} \left(\frac{e_1}{A}\right)^2 \frac{\theta_y}{n}$$

Una vez definidas las limitaciones se procede al cálculo de las mismas con una hoja Excel que automáticamente comprueba todas ellas en bases a unas limitaciones geométricas y de materiales. En las siguientes figuras se muestran los resultados de dicha hoja Excel para cada una de las comprobaciones.

1. Compresión media máxima			
$\sigma_{max}$ (Mpa)	28,76392286	¿Se cumple?	Correcto
$\sigma_{adm}$ (Mpa)	82,35294118		
S	41,17647059		

Tabla 4.26 – Comprobación compresión media máxima

2. Seguridad al deslizamiento			
$\sigma_{min}$ (Mpa)	4,18216	¿Se cumple?	Correcto

Tabla 4.27 – Comprobación seguridad al deslizamiento

3. Distorsión máxima admisible			
$\tan \gamma$ (inf)	0	¿Se cumple?	Correcto
$\tan \gamma$	0,345		

Tabla 4.28 – Comprobación distorsión máxima admisible.

4. Rotación máxima admisible			
$\theta_y$ (rad)	0,014	¿Se cumple?	Correcto
$\theta_{yadm}$ (rad)	0,014816327		

Tabla 4.29 – Comprobación rotación máxima admisible.

5. Estabilidad del aparato de apoyo			
en	60	¿Se cumple?	Correcto
A/10	35		
A/5	70		

Tabla 4.30 – Comprobación Estabilidad del aparato de apoyo

6. Espesor de las chapas de acero			
es	4	¿Se cumple?	Correcto
esadm	1,018722268		

Tabla 4.31 – Comprobación Espesor de las chapas de acero

7.Limitación de la tensión tangencial					
$\tau_{ne}$ (Mpa)	1,047828618	$\tau_{neadm}$	3	¿Se cumple?	Correcto
$\tau_{ny}$ (Mpa)	0,473685714				
$\tau_{n\theta}$	1,38286E-06				
$\tau_t$	1,521515716	$\tau_{tadm}$	5		

Tabla 4.32– Comprobación limitación de la tensión tangencial.

A continuación se muestra el modelo tridimensional usado en SAP 2000, así como su porcentaje de aprovechamiento frente a las cargas mencionados anteriormente.

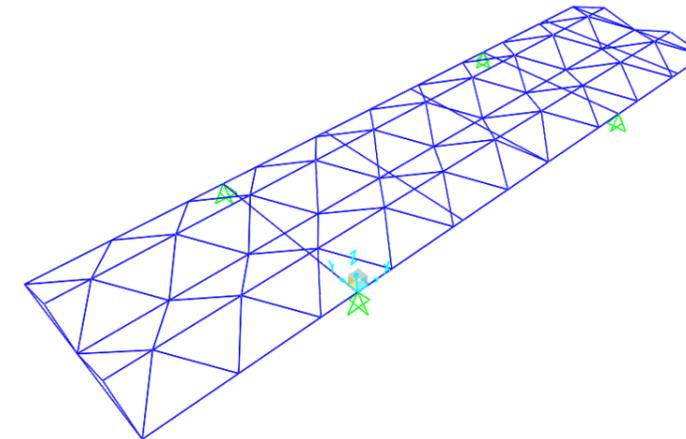


Figura 4.29 – Modelo tridimensional en SAP 2000.

### 3.1.6 PRELOSAS

Las prelasas son unos elementos estructurales imprescindibles en la construcción de los puentes mixtos ya que proporciona muchas ventajas constructivas respecto a cualquier otro tipo de puente.

Estas se usan como encofrado perdido por lo que permite un fácil hormigonado del tablero del puente, formando parte del mismo.

La comprobación de las prelasas a colocar en el puente se ha realizado mediante el programa informático SAP 2000. Para ello se ha realizado un modelo de emparrillado tridimensional diferenciado entre seis tipos diferentes de secciones.

Las barras de la parte inferior representan el bloque de hormigón de 8 centímetros de espesor, mientras que las barras superiores representan la armadura de la parte superior de la losa. Esta armadura se agrupa por nervios manteniendo el brazo mecánico de la sección y, en consecuencia, la inercia de la sección respecto al eje horizontal. El funcionamiento de la sección modelizada y de la sección real frente a la flexión longitudinal es idéntico.

Las cargas a la que se ve sometida es a su peso propio y el peso del hormigón fresco.

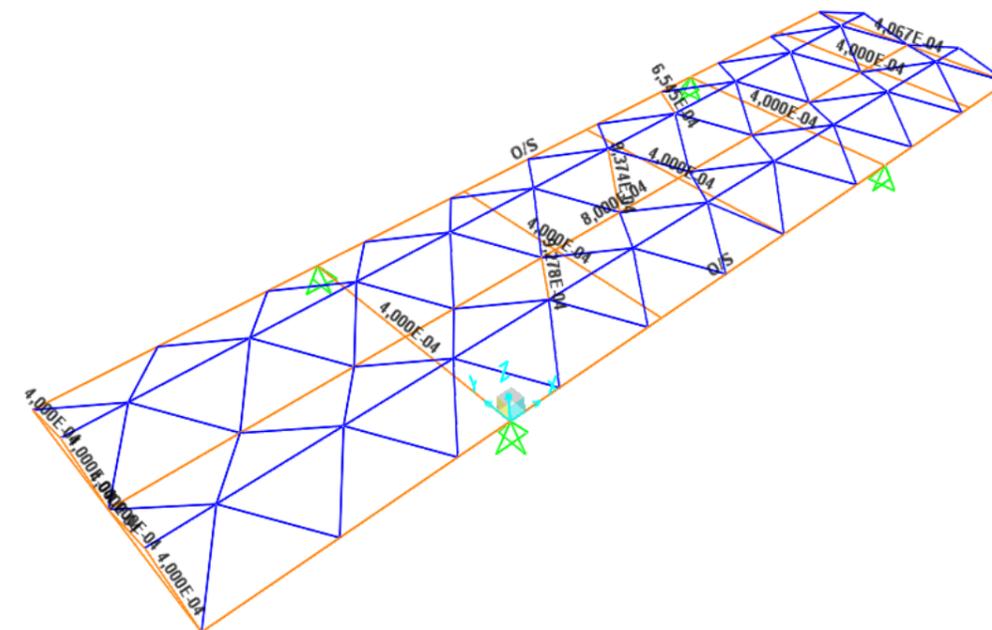


Figura 4.30 – Aprovechamiento de la prelosa

Se diferencian cuatro tipos de prelosas dependiendo del armado correspondiente en cada zona. A continuación se muestra un gráfico en planta indicando los diferentes tipos de prelosas.

En el capítulo VI se detallará con mayor detalle.

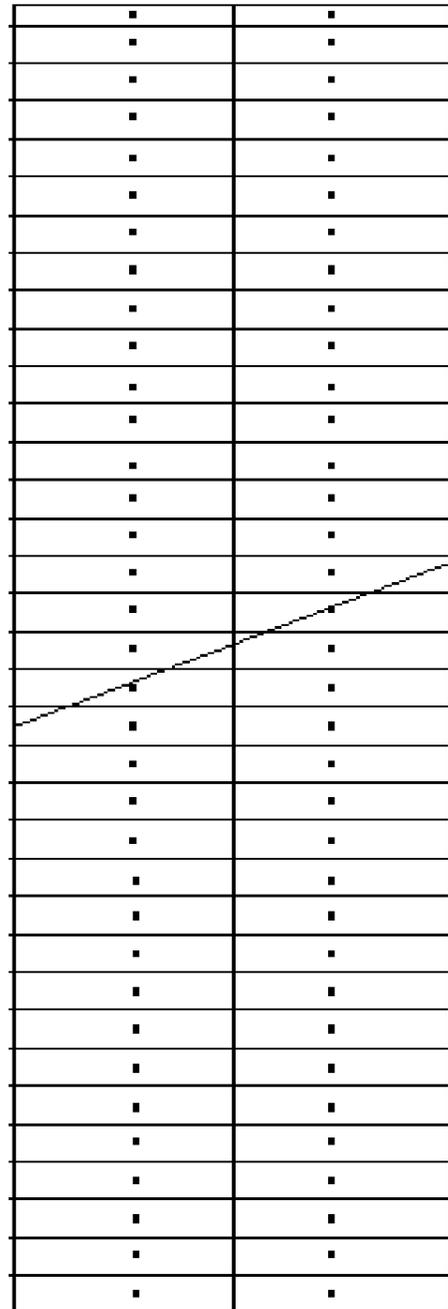


Figura 4.31 – Disposición de los diferentes tipos de prelosas en planta.

## 4. COMPROBACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

En el apartado anterior se han dimensionado los elementos estructurales para cumplir con las solicitaciones de servicio cuando la sección transversal del puente está completa. Sin embargo, es necesario comprobar que durante el proceso constructivo la sección resistente en cada una de las fases es capaz de resistir las acciones de peso propio y sobrecargas de ejecución que se van a producir.

Antes de empezar con las comprobaciones de cada uno recordamos el proceso constructivo con las secciones resistentes que tendremos en cada una de ellas.

1. FASE I: Consiste en la colocación de la viga metálica de mayor vano, por tanto habrá que tener en cuenta el peso propio de la propia viga.
2. FASE II: Consiste en la colocación de la viga metálica de menor vano, por tanto habrá que tener en cuenta el peso propio de la propia viga.
3. FASE III: Consiste en el hormigonado de la losa inferior siendo las propiedades mecánicas las mismas que en las de la fase II ya que el hormigón no ha fraguado todavía.
4. FASE IV: Consiste en el hormigonado de la losa superior. En las propiedades mecánicas de la sección habrá que incluir tanto la inercia como el área correspondiente a la losa de hormigón inferior que ya habrá fraguado, mientras que la losa superior no ha fraguado todavía.
5. FASE V: Se introduce en el modelo las cargas variables y las propiedades de la sección son diferentes y las definitivas, al incluir el área e inercia de la losa superior de hormigón.

Para realizar la comprobación se ha utilizado la herramienta informática Metal 3D realizando múltiples modelos caracterizando en cada uno de ellos las cargas y secciones resistentes que se dan en la sección.

Todos esos modelos se muestran en los siguientes gráficos obtenidos de dicho software:

FASE I

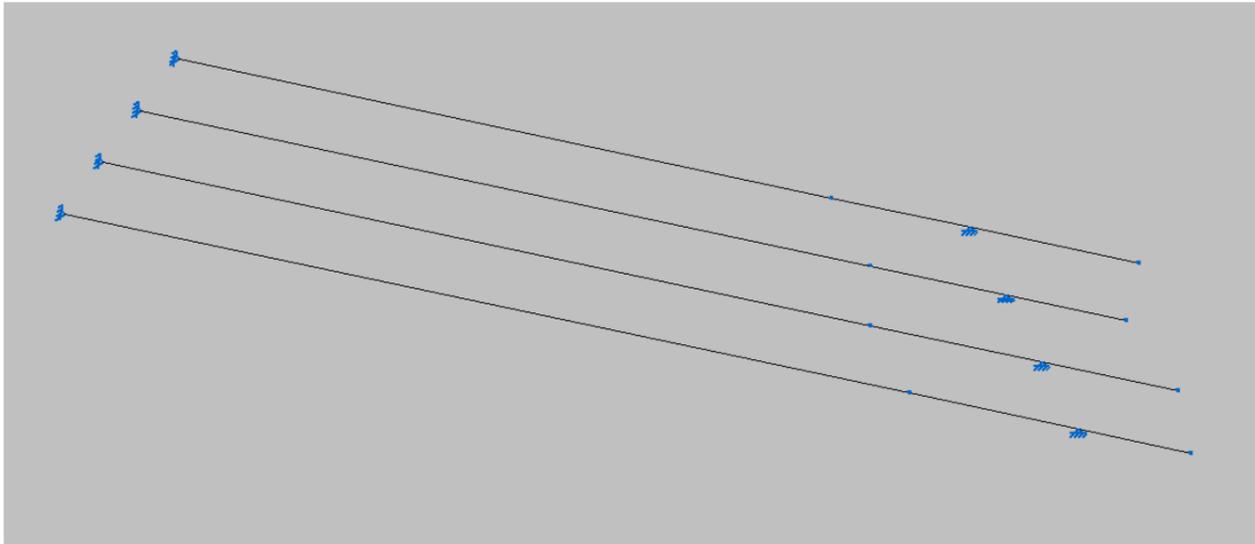


Figura 4.31 – Modelo. Fase de construcción I.

FASE III

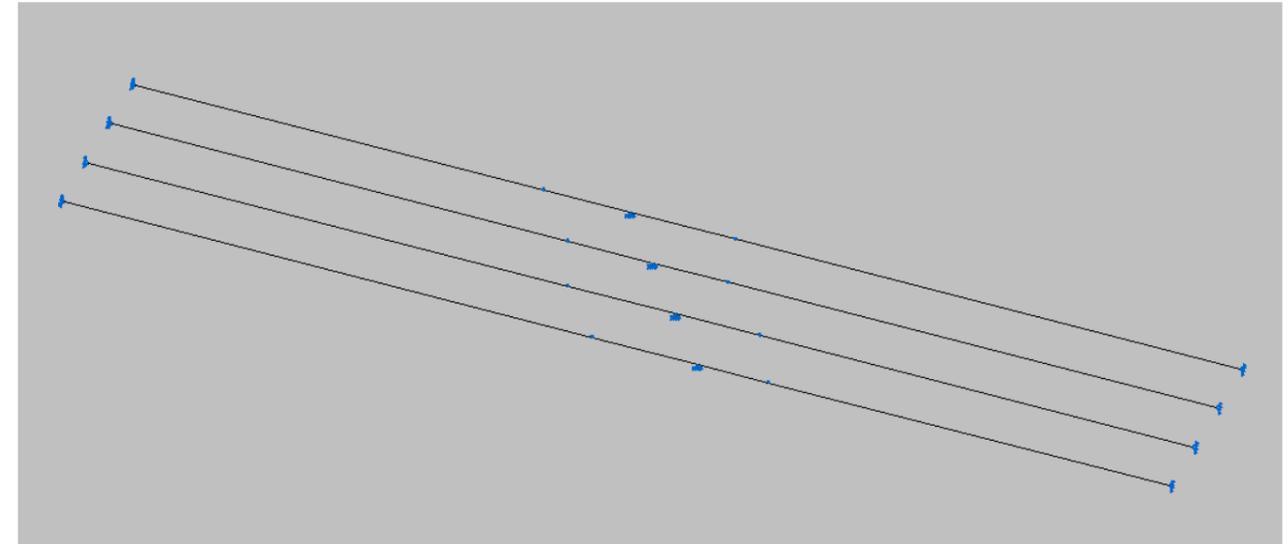


Figura 4.33 – Modelo. Fase de construcción III

FASE II

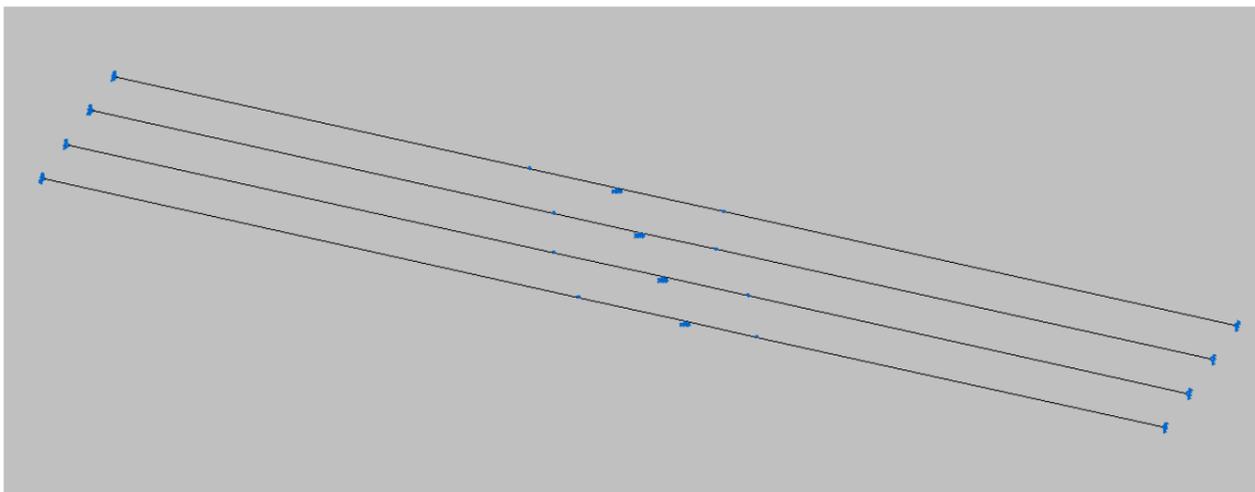


Figura 4.32 – Modelo. Fase de construcción II

FASE IV

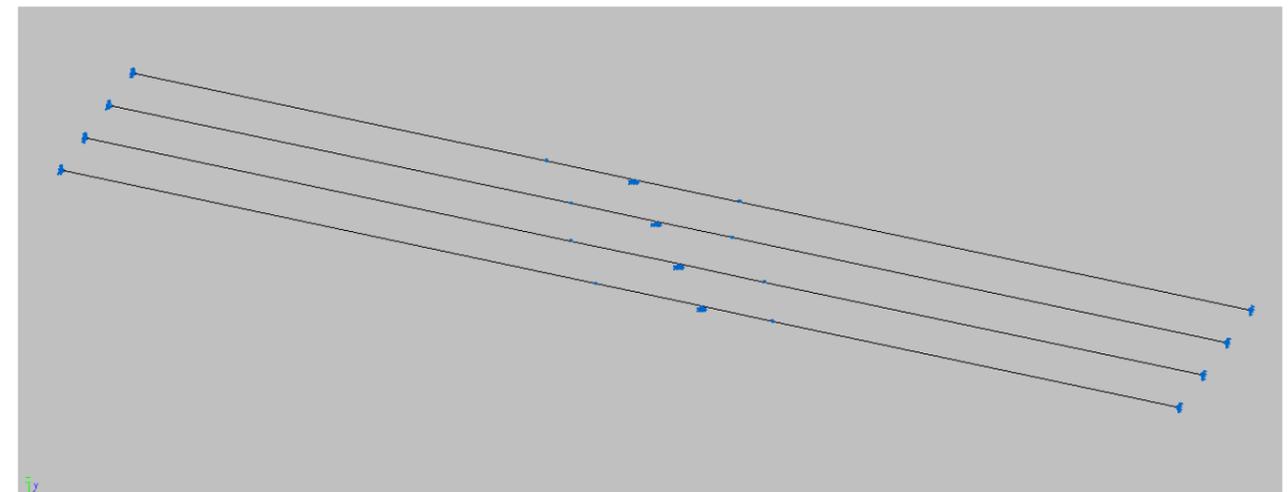


Figura 4.34 – Modelo. Fase de construcción IV

Resultan los siguientes esfuerzos en las secciones pésimas de resistencia para cada una de las fases:

ESFUERZOS	FASE I		FASE I		FASE II		FASE III		FASE IV	
	APOYO INTERMEDIO		Centro luz		APOYO INTERMEDIO		APOYO INTERMEDIO		APOYO INTERMEDIO	
	V [Kn]	MY [kNm]	V [Kn]	MY [kNm]	V [kN]	MY [kN]	V [kN]	MY [kN]	V [kN]	MY [kN]
<b>Viga 1</b>	14,69	-7,624	0	135,774	17,38	-114,125	17,38	-190,063	0	-564,929
<b>Viga 2</b>	13,78	-11,053	0	114,653	16,44	-108,733	16,44	-186,342	0	-537,688
<b>Viga 3</b>	12,62	-8,659	0	97,116	15,53	-107,138	15,53	-172,256	0	-530,982
<b>Viga 4</b>	11,89	-17,076	0	76,434	14,92	-111,003	14,92	-189,634	0	-548,975

Tabla 4.33 – Esfuerzos en las fases constructivas.

Los coeficientes de aprovechamiento para cada una de las vigas en cada una de las fases constructivas son los siguientes:

FASE I

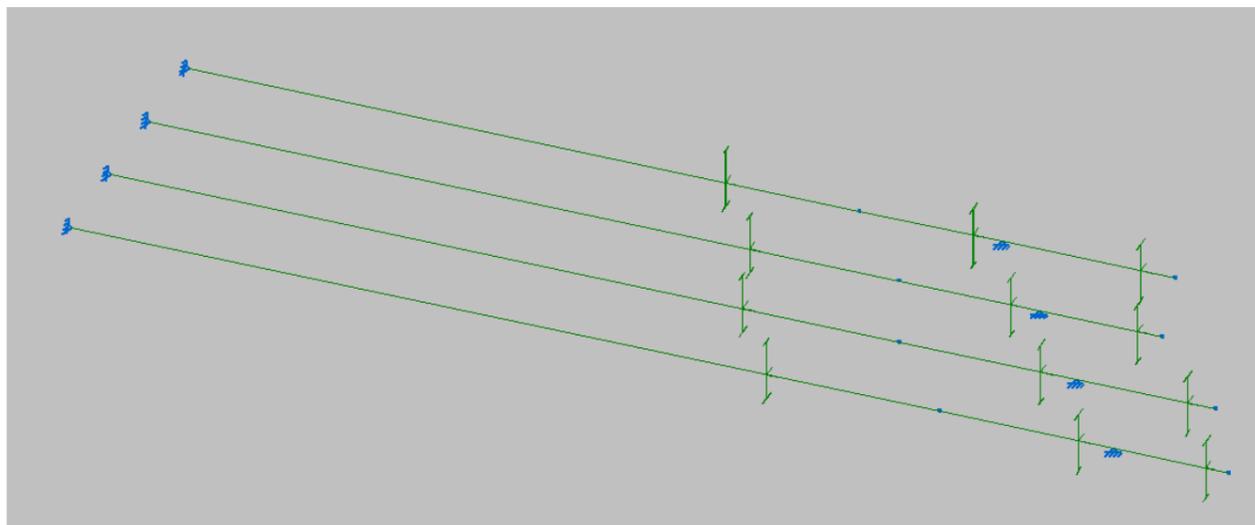


Figura 4.35 – Aprovechamiento. Fase de construcción I

FASE II

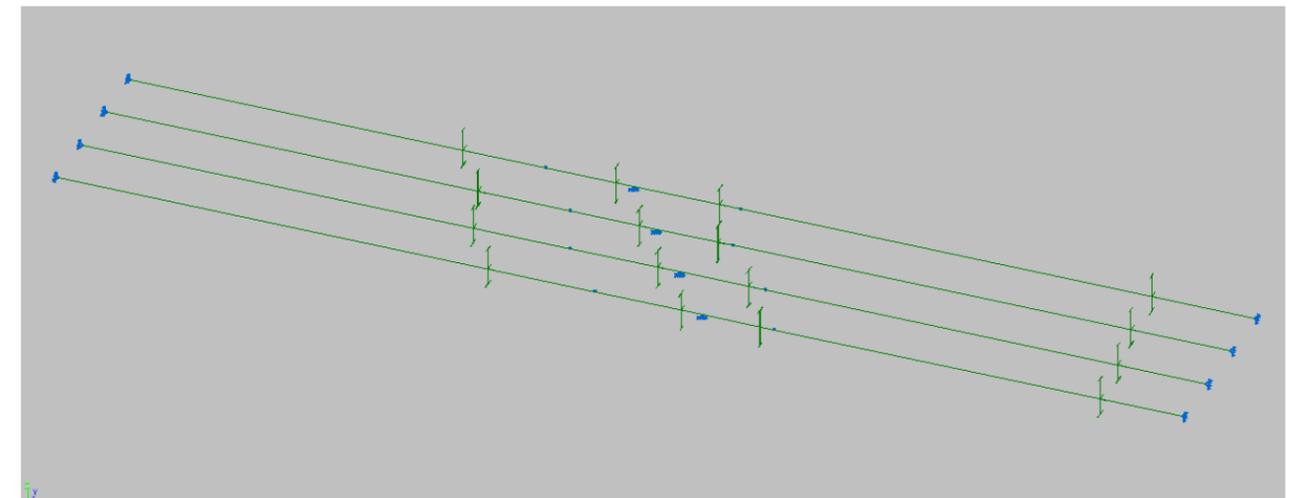


Figura 4.36 – Aprovechamiento. Fase de construcción II

FASE III

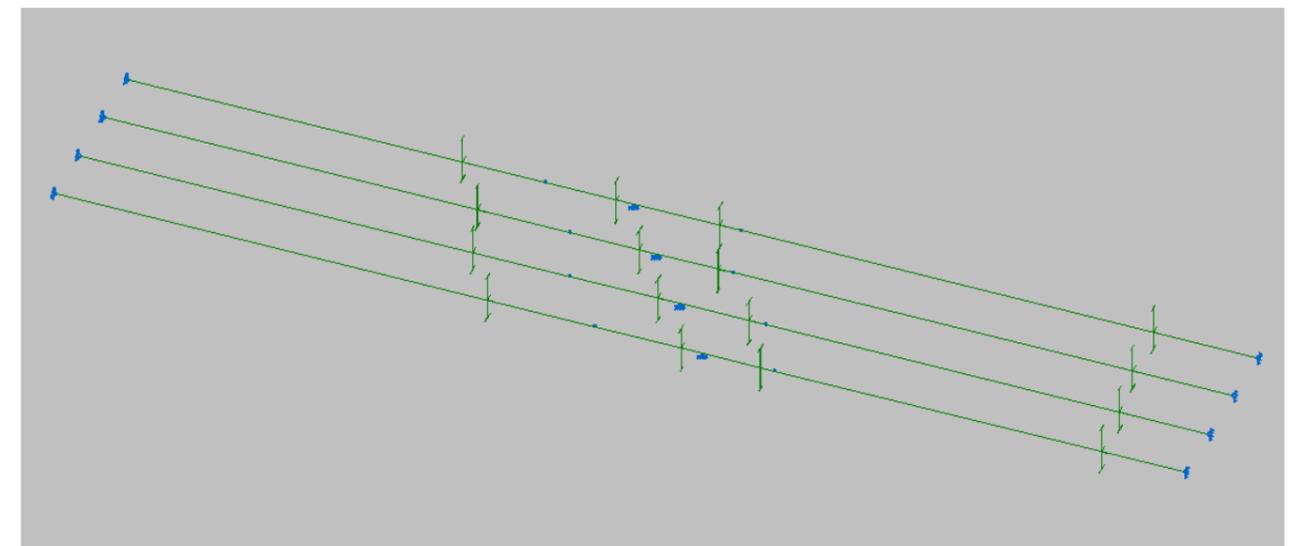


Figura 4.37 – Aprovechamiento. Fase de construcción III

FASE IV

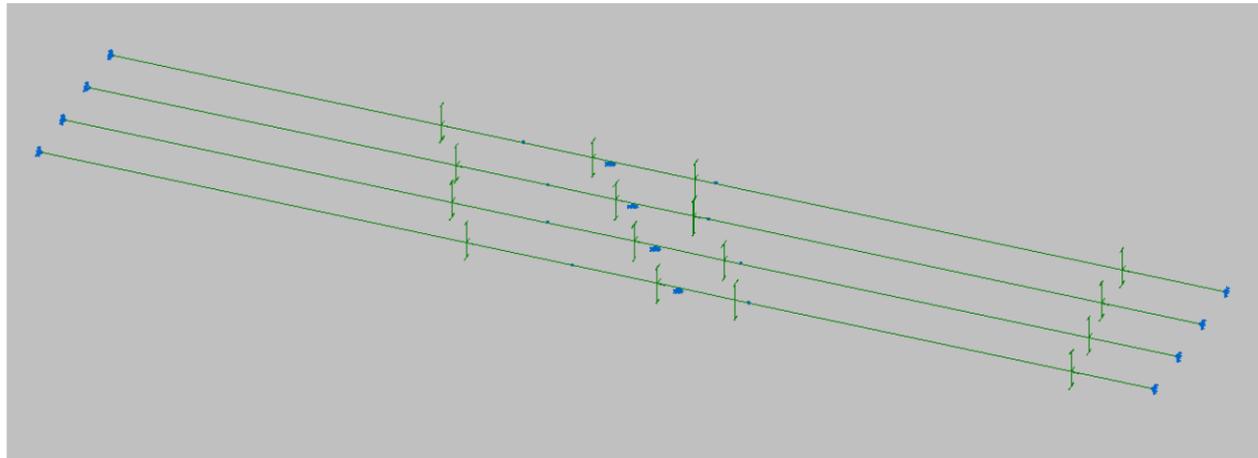


Figura 4.38 – Aprovechamiento. Fase de construcción IV

## 5. CHEQUEO MANUAL DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

Se han utilizado software de cálculo estructural enfocados a la comprobación y dimensionamiento de estructuras metálicas o de hormigón, no obstante, no existe en el mercado un software específico de estructura mixta, por ello, se ha ejecutado el chequeo manual de la solución adoptada que se resumen en una serie de puntos:

- ✓ Anchos eficaces en la capa de compresión.
- ✓ Características mecánicas de la sección eficaz.
- ✓ Verificación del Estado Límite de Servicio de plastificaciones locales.
- ✓ Verificación del Estado Límite de Servicio de tracción en el hormigón.
- ✓ Verificación del Estado Límite de Servicio de deformaciones.
- ✓ Verificación del Estado Límite Último de rotura.
- ✓ Dimensionamiento de la soldadura de la viga armada.
- ✓ Dimensionamiento de los conectadores.
- ✓ Dimensionamiento de la armadura transversal para la conexión.

### 1. Anchos eficaces de la capa de compresión.

En primer lugar se va a calcular los anchos eficaces de la losa de hormigón superior de cada uno de los tramos estructurales que atraviesa el tablero del puente. Los cálculos de dicha longitud se han basado en los apartados 4.4 y 4.5 de las recomendaciones para el proyecto y construcción de puentes mixtos (RPX-95). Estas reducciones son debidas a la flexibilidad del hormigón y, por tanto, la imposibilidad de repartir uniformemente las tensiones de corte (arrastre del cortante), de esta manera, aseguramos que el hormigón que se modela en la realidad trabajará.

Antes de empezar con el cálculo se recuerda en la siguiente tabla los valores de ancho tributario de losa de hormigón y de la longitud de los vanos para cada una de las vigas:

	<b>b</b>	<b>L1</b>	<b>L2</b>
<b>Viga 1</b>	3,75	39,59	29,46
<b>Viga 2</b>	3,75	36,69	32,35
<b>Viga 3</b>	3,75	33,8	35,25
<b>Viga 4</b>	3,75	30,9	38,15

Tabla 4.34 – Valores de ancho y luces para cada viga.

Se va a proceder al cálculo de dichas anchuras en el Estado Límite de Servicio. De manera general la expresión que se utiliza para el cálculo de la anchura reducida es la siguiente:

$$b_{ef} = \psi_{el} \cdot b$$

Y en función de las condiciones de contorno se tomarán los parámetros que relaciona las dos anchuras como un valor u otro, como dichos datos dependen de la luz de vano se han separado por vigas estos datos, y se presentan en las siguientes tablas:

	<b>A.extr. 1</b>	<b>C.luz 1</b>	<b>A.inter</b>	<b>C.luz 2</b>	<b>A.extr 2</b>
<b>Viga 1</b>	$\psi_{el4}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el2}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el4}$
<b>Viga 2</b>	$\psi_{el4}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el2}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el4}$
<b>Viga 3</b>	$\psi_{el4}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el2}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el4}$
<b>Viga 4</b>	$\psi_{el4}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el2}$	$\psi_{el1}$	$\psi_{el4}$

Tabla 4.35 – Parámetros de ancho eficaz a considerar en cada sección y viga.

El cálculo de los coeficientes se realiza de diferente manera dependiendo de si nos encontramos en la zona de centro luz o en la zona de apoyos extremos o intermedios. A continuación se muestran las fórmulas utilizadas para el cálculo de dichos coeficientes para zonas de centro luz ( $\Psi_{el1}$ ), de apoyos extremos ( $\Psi_{el4}$ ) y de apoyos intermedios ( $\Psi_{el2}$ ) respectivamente:

$$\Psi_{el1} = \frac{1}{1+6.4 \cdot \left(\frac{b}{L}\right)^2} \text{ si } \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20}$$

$$\Psi_{el4} = \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{L}{b}\right) \cdot \Psi_1$$

$$\Psi_{el,2} = \frac{1}{1+6 \cdot \left(\frac{b}{L}\right)+1.6 \cdot \left(\frac{b}{L}\right)^2} \text{ si } \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20}$$

Donde:

- b Ancho tributario
- L Longitud entre zona de momentos nulo.

Ahora se calcula con dichas expresiones el valor de los coeficientes anteriores que se muestra en la siguiente tabla:

	A.extr	C.luz	A.inter	C.luz	A.extr
<b>Viga 1</b>	0,769734341	0,945697036	0,364002938	0,906043648	0,676270979
<b>Viga 2</b>	0,744804577	0,937332718	0,363967146	0,920811071	0,705034343
<b>Viga 3</b>	0,718713944	0,926974133	0,364002938	0,932460954	0,731981849
<b>Viga 4</b>	0,690878112	0,913859936	0,364002938	0,941763498	0,757491774

Tabla 4.36 – Valores numéricos de los parámetros de ancho eficaz a considerar en cada sección y viga. ELS.

Una vez conocidos los coeficientes aplicando la expresión anterior se calculan los valores de las anchuras eficaces en Estado Límite de Servicio.

	A.extr	C.luz	A.inter	C.luz	A.extr
<b>Viga 1</b>	2,89	3,55	1,37	3,40	2,54
<b>Viga 2</b>	2,79	3,51	1,36	3,45	2,64
<b>Viga 3</b>	2,70	3,48	1,37	3,50	2,74
<b>Viga 4</b>	2,59	3,43	1,37	3,53	2,84

Tabla 4.37 – Valores en metros de las anchuras eficaces de la capa de compresión. ELS.

Una vez conocidos los valores de las anchuras eficaces se presenta de forma gráfica dichos valores y la variación lineal que se efectúa entre ellos para, en el siguiente apartado, determinar las propiedades mecánicas de las secciones que se plantean.

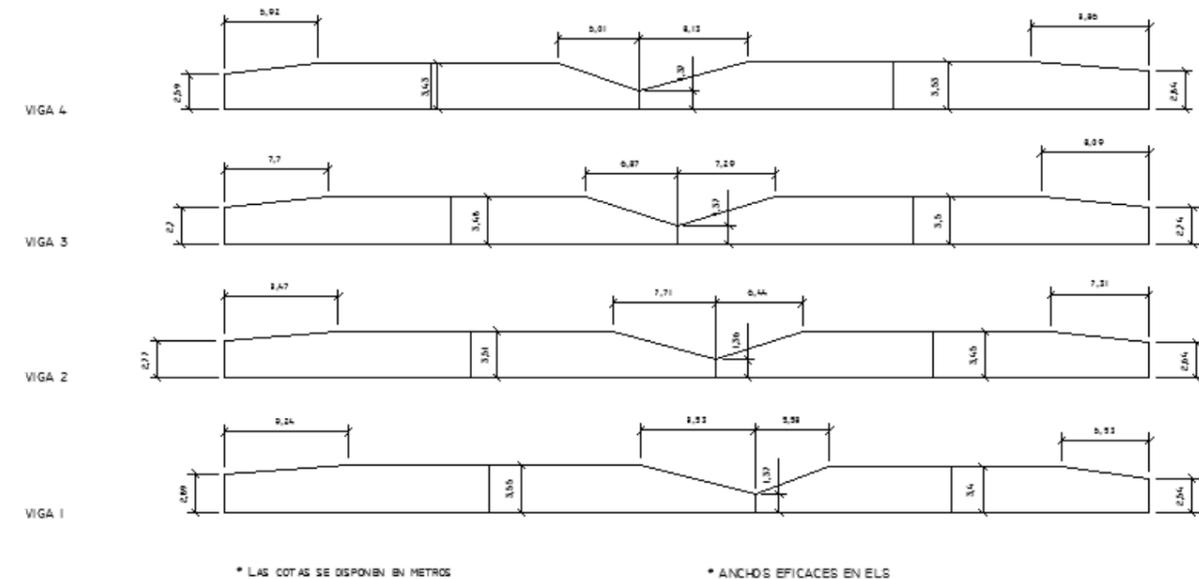


Figura 4.39 – Gráfico de anchuras eficaces en Estado Límite de Servicio.

La longitud a la que se tienen que extender cada uno de los anchos eficaces se representa en dicho apartado de la RPX – 95 mediante el siguiente gráfico:

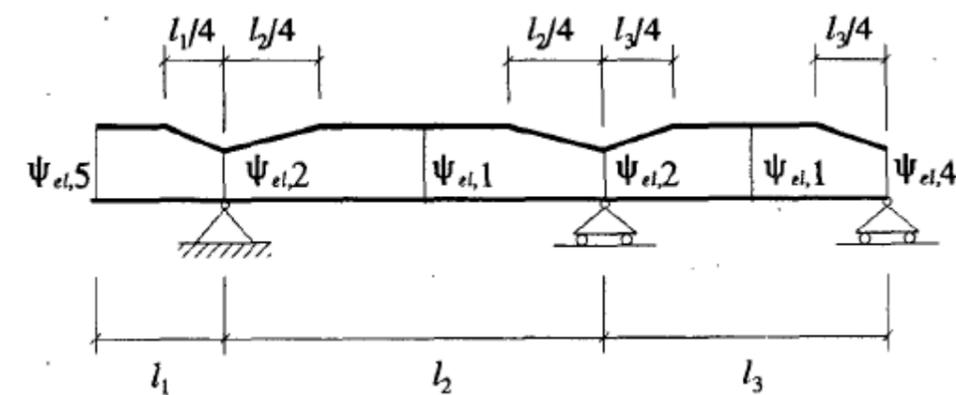


Figura 4.40 – Representación de la longitud efectiva de cada ancho eficaz.

Ahora que ya se conocen los anchos eficaces en el Estado Límite de Servicio pasamos a comprobar los Estados Límites Últimos. De manera general se calcula dicho parámetro como el doble del parámetro en ELS con la limitación de que no puede ser mayor que 1, sino, se consid

eraría una losa superior a la que en realidad se dispondrá en obra. Tomando estas expresiones definidas anteriormente se expresan los resultados obtenidos en las siguientes tablas:

	A.extr	C.luz	A.inter	C.luz	A.extr
Viga 1	1	1	0,728	1	1
Viga 2	1	1	0,728	1	1
Viga 3	1	1	0,728	1	1
Viga 4	1	1	0,728	1	1

Tabla 4.38 – valor de los parámetros de ancho eficaz a considerar en cada sección y viga. ELU.

	A.extr	C.luz	A.inter	C.luz	A.extr
Viga 1	3,75	3,75	2,730	3,75	3,75
Viga 2	3,75	3,75	2,730	3,75	3,75
Viga 3	3,75	3,75	2,730	3,75	3,75
Viga 4	3,75	3,75	2,730	3,75	3,75

Tabla 4.39 – Valores en metros de las anchuras eficaces de la capa de compresión. ELU.

Ahora se muestra la misma información pero de manera gráfica para que sea más sencilla su interpretación.

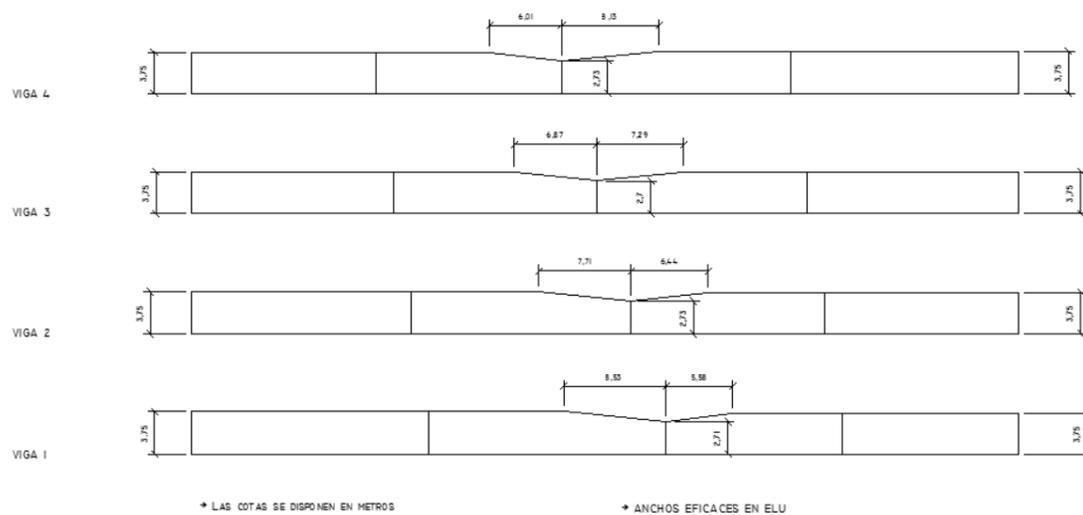


Figura 4.41 – Gráfico de anchuras eficaces en Estado Límite Último.

## 2. Características mecánicas de la sección eficaz.

Ahora que ya se han determinado los anchos eficaces para todos los puntos del tablero se puede proceder a determinar las propiedades mecánicas de las secciones. Para ello distinguiremos entre las secciones donde se han calculado los valores de los anchos eficaces, es decir:

- Apoyo extremo 1
- Centro del vano 1
- Apoyo intermedio
- Centro del vano 2
- Apoyo extremo 2

Además de distinguir entre diferentes secciones el proceso constructivo está dividido en 5 fases constructivas

Las propiedades mecánicas de la sección dependen de la profundidad de la fibra neutra, si se encuentra dentro de la zona de hormigón, o no; por ello se han utilizado diferentes expresiones para el cálculo en función de dicho valor que se obtendrá en posteriores apartados.

En primer lugar se empezará con el cálculo de las propiedades mecánicas suponiendo que la fibra neutra se encuentra en la zona metálica, es decir, se utiliza la sección completa de hormigón para ello.

La expresión que definirá la posición del centro de gravedad de la sección es la siguiente:

$$y_{cdg} = \frac{A_c \cdot y_c + A_{f1} \cdot y_{f1} + A_w \cdot y_w + A_{f2} \cdot y_{f2}}{A_t}$$

Dónde:

$A_c$  = Área del hormigón de la capa de compresión.

$A_{f1}$  = Área del ala superior del perfil metálico.

$A_w$  = Área del alma del perfil metálico.

$A_{f2}$  = Área del ala inferior del perfil metálico.

$Y_c$  = distancia entre el centro de gravedad de la losa de hormigón y la parte superior de la misma.

$Y_{f1}$  = distancia entre el centro de gravedad del ala superior del perfil metálico y la parte superior de la losa de hormigón.

$Y_w$  = distancia entre el centro de gravedad del alma del perfil metálico y la parte superior de la losa de hormigón.

$Y_{f2}$  = distancia entre el centro de gravedad del ala inferior del perfil metálico y la parte superior de la losa de hormigón.

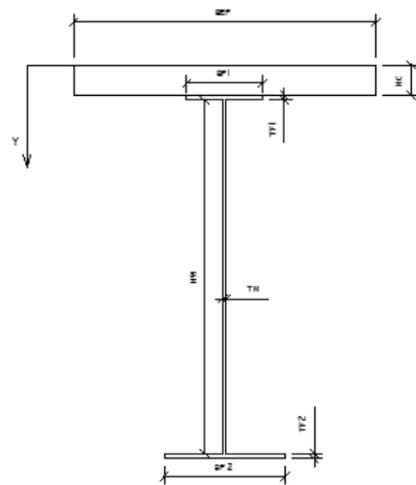


Figura 4.42 – Definición gráfica de los parámetros utilizados (Zona de flectores positivos).

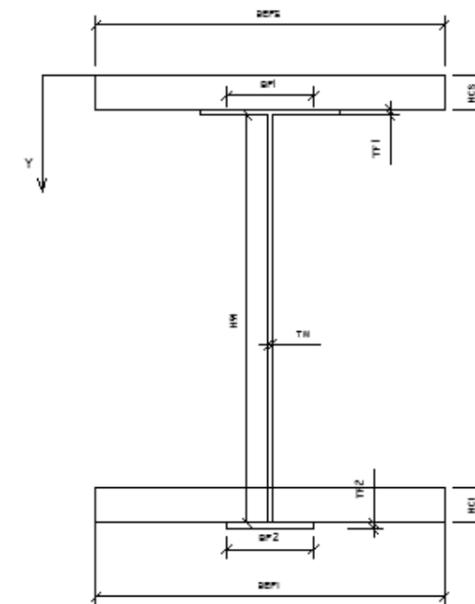


Figura 4.43 – Definición gráfica de los parámetros utilizados (Zona de flectores negativos).

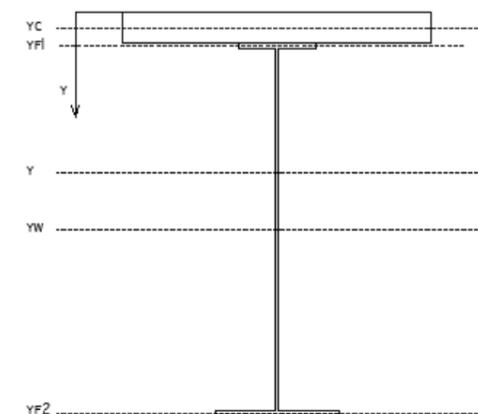


Figura 4.44 – Definición gráfica de los centros de gravedad utilizados (Zona de flectores positivos).

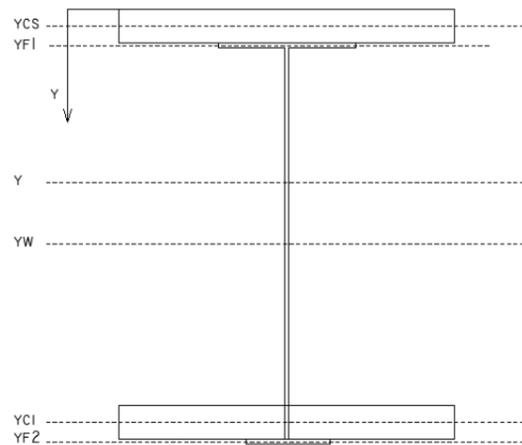


Figura 4.45 – Definición gráfica de los parámetros utilizados (Zona de flectores negativos).

Una vez obtenida la profundidad del centro de gravedad de la sección se pueden calcular las características mecánicas:

- Área
- Momento estático.
- Inercia

Todo ello se calcula con las expresiones mostradas a continuación.

$$At = A_c + A_{f1} + A_w + A_{f2}$$

$$St = A_c \cdot (y_{cdg} - y_c) + A_{f1} \cdot (y_{cdg} - y_{f1}) + A_w \cdot (y_{cdg} - y_w) + A_{f2} \cdot (y_{cdg} - y_{f2})$$

$$It = A_c \cdot (y_{cdg} - y_c)^2 + A_{f1} \cdot (y_{cdg} - y_{f1})^2 + A_w \cdot (y_{cdg} - y_w)^2 + A_{f2} \cdot (y_{cdg} - y_{f2})^2 + \frac{1}{12} \cdot h_c \cdot b_c + \frac{1}{12} \cdot h_w \cdot b_w$$

Nota: Dado que las inercias propias de las alas de la viga metálica son muy pequeñas se han despreciado en el cálculo, no obstante, en un cálculo estricto se deberían tener en cuenta.

Además se ha tenido en cuenta la fluencia del hormigón y se han calculado las propiedades mecánicas a tiempo cero y a tiempo infinito. Además según el apartado 4.4.2. de la RPX – 95 se debe considerar unas

propiedades mecánicas especiales para la evaluación de la retracción. A este estado lo llamaremos infinito con un asterisco.

Una vez presentadas las expresiones a utilizar y hechas las observaciones pertinentes, se han calculado dichas propiedades mecánicas mediante una hoja Excel. Por ello se plasman a continuación los resultados de todas las secciones en la fase correspondiente en tablas.

**FASE I**

FASE I	MOMENTOS POSITIVOS		MOMENTOS NEGATIVOS	
	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]
Viga 1	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10
Viga 2	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10
Viga 3	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10
Viga 4	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10

Tabla 4.40 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

**FASE III**

FASE II	MOMENTOS POSITIVOS		MOMENTOS NEGATIVOS	
	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]
Viga 1	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10
Viga 2	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10
Viga 3	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10
Viga 4	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10

Tabla 4.42 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

**FASE II**

FASE III	MOMENTOS POSITIVOS		MOMENTOS NEGATIVOS	
	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]
Viga 1	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10
Viga 2	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10
Viga 3	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10
Viga 4	89700	4,8728E+10	101375	5,6357E+10

Tabla 4.41 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

**FASE IV**

FASE IV	MOMENTOS POSITIVOS		MOMENTOS NEGATIVOS	
	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]
Viga 1	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10
Viga 2	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10
Viga 3	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10
Viga 4	89700	4,8728E+10	101375	5,64E+10

Tabla 4.43 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

FASE V

t=infinito	A. extrem		C.luz		A.inter		C. luz		A.extrem	
	A [mm2]	I [mm4]								
Viga 1	128222,531	1,3905E+11	137020,064	1,4821E+11	107961,546	9,3545E+10	135020,625	1,4623E+11	123557,173	1,3369E+11
Viga 2	126622,979	1,3725E+11	136486,88	1,4768E+11	107828,25	9,3442E+10	135687,104	1,4689E+11	124890,132	1,3526E+11
Viga 3	125689,908	1,3619E+11	136086,992	1,4729E+11	107961,546	9,3545E+10	136353,584	1,4755E+11	126223,092	1,368E+11
Viga 4	124223,652	1,3448E+11	135420,512	1,4663E+11	107961,546	9,3545E+10	136753,472	1,4795E+11	127556,051	1,3831E+11

Tabla 4.44 – Propiedades mecánicas a tiempo infinito en Estado Límite de Servicio

t=0	A. extrem		C.luz		A.inter		C. luz		A.extrem	
	A [mm2]	I [mm4]	A[mm2]	I [mm4]						
Viga 1	186006,327	1,8123E+11	208000,16	1,9157E+11	135353,865	1,211E+11	203001,562	1,894E+11	174342,931	1,7473E+11
Viga 2	182007,449	1,7909E+11	206667,2	1,91E+11	135020,625	1,2089E+11	204667,761	1,9014E+11	177675,33	1,7667E+11
Viga 3	179674,769	1,778E+11	205667,481	1,9057E+11	135353,865	1,211E+11	206333,96	1,9086E+11	181007,729	1,7854E+11
Viga 4	176009,131	1,7571E+11	204001,281	1,8984E+11	135353,865	1,211E+11	207333,68	1,9128E+11	184340,128	1,8035E+11

Tabla 4.45 – Propiedades mecánicas a tiempo 0 en Estado Límite de Servicio

t= Infinito asterisco	A. extrem		C.luz		A.inter		C. luz		A.extrem	
	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]
Viga 1	140387,541	1,5081E+11	151963,242	1,607E+11	113728,35	9,9569E+10	149332,401	1,5858E+11	134248,911	1,4491E+11
Viga 2	138282,868	1,4885E+11	151261,684	1,6014E+11	113552,96	9,9441E+10	150209,348	1,593E+11	136002,805	1,4665E+11
Viga 3	137055,142	1,4767E+11	150735,516	1,5972E+11	113728,35	9,9569E+10	151086,295	1,6E+11	137756,699	1,4835E+11
Viga 4	135125,858	1,4579E+11	149858,569	1,5901E+11	113728,35	9,9569E+10	151612,463	1,6042E+11	139510,594	1,5E+11

Tabla 4.46 – Propiedades mecánicas a tiempo infinito asterisco en Estado Límite de Servicio.

T = infinito	A. extrem		C.luz		A.inter		C. luz		A.extrem	
	A [mm2]	I [mm4]								
Viga 1	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11	125823,204	9,3545E+10	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11
Viga 2	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11	126089,796	1,0595E+11	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11
Viga 3	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11	125689,908	1,0571E+11	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11
Viga 4	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11	125823,204	9,3545E+10	139685,983	1,5077E+11	139685,983	1,5077E+11

Tabla 4.47 – Propiedades mecánicas a tiempo cero en Estado Límite último

t=0	A. extrem		C.luz		A.inter		C. luz		A.extrem	
	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]
Viga 1	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11	180008,009	1,0579E+11	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11
Viga 2	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11	180674,489	1,4369E+11	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11
Viga 3	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11	179674,769	1,4329E+11	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11
Viga 4	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11	180008,009	1,4342E+11	214664,958	1,943E+11	214664,958	1,943E+11

Tabla 4.48 – Propiedades mecánicas a tiempo infinito en Estado Límite último

T = infinito asterisco	A. extrem		C.luz		A.inter		C. luz		A.extrem	
	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]	A [mm2]	I [mm4]
Viga 1	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11	137230,531	1,1425E+11	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11
Viga 2	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11	137230,531	1,1425E+11	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11
Viga 3	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11	137230,531	1,1425E+11	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11
Viga 4	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11	137230,531	1,1425E+11	155471,03	1,6342E+11	155471,03	1,6342E+11

Tabla 4.49 – Propiedades mecánicas a tiempo infinito asterisco en Estado Límite Último

Ahora se va a calcular las propiedades mecánicas suponiendo que la fibra neutra se encuentra en la zona de hormigón y que, por tanto, no trabaja cierta parte de él y no genera propiedades mecánicas. En esta ocasión se va a introducir el parámetro “x” que indicará la profundidad de fibra neutra que se obtiene del cálculo estructural para dicha sección. Las expresiones necesarias para el cálculo se muestran a continuación:

$$A_t = A_c + A_{f1} + A_w + A_{f2}$$

$$A_c = b_c \cdot x$$

$$S_t = A_c \cdot (y_{cdg} - y_c) + A_{f1} \cdot (y_{cdg} - y_{f1}) + A_w \cdot (y_{cdg} - y_w) + A_{f2} \cdot (y_{cdg} - y_{f2})$$

$$I_t = A_c \cdot (y_{cdg} - y_c)^2 + A_{f1} \cdot (y_{cdg} - y_{f1})^2 + A_w \cdot (y_{cdg} - y_w)^2 + A_{f2} \cdot (y_{cdg} - y_{f2})^2 + \frac{1}{12} \cdot x \cdot b_c + \frac{1}{12} \cdot h_w \cdot b_w$$

Como se deduce de las expresiones anteriores las propiedades mecánicas en este supuesto son claramente inferiores al anterior dado que se desprecia una parte del hormigón que, por estar traccionado, no se tiene en cuenta para dicho cálculo.

Estas propiedades mecánicas no se han calculado dado que, fundamentalmente el tablero del puente se encuentra sometido a flexión y no a axil, por tanto, la posición de la fibra neutra no distará de la posición del centro de gravedad resultando imposible que la fibra neutra se coloque en la zona de la losa de hormigón.

Todo lo que se ha calculado anteriormente está pensado para la zonas de esfuerzos flectores positivos, no obstante, en el puente existen zonas de esfuerzos flectores negativos que, además, cuentan con una losa inferior que genera un aumento de las propiedades mecánicas de la sección global. Todo ello se pasa a calcular a continuación.

De la misma manera que se ha empezado en el apartado anterior con el cálculo del centro de gravedad de la sección, en esta ocasión realizaremos el mismo cálculo utilizando una expresión similar:

$$y_{cdg} = \frac{A_{f1} \cdot y_{f1} + A_w \cdot y_w + A_{f2} \cdot y_{f2} + A_{ci} \cdot y_{ci}}{A_t}$$

Dónde:

A<sub>ci</sub> = Área del hormigón de la losa inferior.

A<sub>f1</sub> = Área del ala superior del perfil metálico.

A<sub>w</sub> = Área del alma del perfil metálico.

A<sub>f2</sub> = Área del ala inferior del perfil metálico.

Y<sub>ci</sub> = distancia entre el centro de gravedad de la losa de hormigón inferior y la parte superior de la losa de hormigón superior.

Y<sub>f1</sub> = distancia entre el centro de gravedad del ala superior del perfil metálico y la parte superior de la losa de hormigón.

Y<sub>w</sub> = distancia entre el centro de gravedad del alma del perfil metálico y la parte superior de la losa de hormigón.

Y<sub>f2</sub> = distancia entre el centro de gravedad del ala inferior del perfil metálico y la parte superior de la losa de hormigón.

Como se puede observar, en esta ocasión no se ha considerado la losa superior ya que con toda seguridad se va a encontrar traccionada y solo debe tenerse en cuenta las armaduras pasivas que en ella se encuentran, no obstante, se han despreciado para simplicidad de cálculo.

Una vez obtenida la profundidad de la fibra neutra de en flectores negativos se pasa a mostrar las expresiones para el cálculo de las propiedades mecánicas:

$$A_t = A_{ci} + A_{f1} + A_w + A_{f2}$$

$$S_t = A_{ci} \cdot (y_{cdg} - y_{ci}) + A_{f1} \cdot (y_{cdg} - y_{f1}) + A_w \cdot (y_{cdg} - y_w) + A_{f2} \cdot (y_{cdg} - y_{f2})$$

$$I_t = A_{ci} \cdot (y_{cdg} - y_{ci})^2 + A_{f1} \cdot (y_{cdg} - y_{f1})^2 + A_w \cdot (y_{cdg} - y_w)^2 + A_{f2} \cdot (y_{cdg} - y_{f2})^2 + \frac{1}{12} \cdot h_c \cdot b_c + \frac{1}{12} \cdot h_w \cdot b_w$$

Dado que el centro de gravedad se encuentra en realidad muy alejada de la losa de hormigón y el axil que soportan las secciones es muy bajo según los resultados del Metal 3D no se han calculado estas propiedades mecánicas en previsión de que no van a ser necesarias para el cálculo y dimensionamiento del tablero.

### 3. Verificación del Estado Límite Último de plastificaciones locales.

A efectos de la verificación del acero estructural y de compresión en el hormigón se van a obtener los esfuerzos y tensiones para las combinaciones frecuente y poco probable en las secciones más desfavorables.

A continuación, se obtendrán las tensiones de tracción máxima en el hormigón, causadas por la retracción, la variación de temperatura y los flectores negativos que se encuentran en la zona de apoyos,

en las secciones más desfavorables. Si estas tracciones en el hormigón superan el valor límite para tener que comprobar la fisuración en el hormigón se comprobará al final como se anunció en el cálculo de las losas.

Para el cálculo de la máxima compresión en el hormigón se va a proceder al cálculo de la sección más desfavorable que se encuentra en el centro de luz del vano principal. Dado que la comprobación de estas tensiones se realiza de forma automatizada se va a comprobar cada una de las vigas, no obstante, se conoce que la zona donde mayor compresión va a sufrir el hormigón es en la viga 2, ya que es la viga que soporta al carril virtual 1.

Antes del cálculo tensional se pasan a describir los esfuerzos a los que va a estar sometida la sección que separados por hipótesis se muestran en las siguientes páginas:

A.EXTREM 1	PP		CM		SC1		SC2		SC3		SC4		V1	
	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]
Viga 1	-400,415	0	-101,799	0	-95,389	0	9,938	0	-42,595	0	-207,482	0	43,349	0
Viga 2	-339,665	0	-83,253	0	-372,81	0	-41,283	0	-43,565	0	5,725	0	34,996	0
Viga 3	-326,541	0	-77,559	0	-361,988	0	-80,03	0	-21,651	0	13,669	0	32,639	0
Viga 4	-287,698	0	-64,998	0	-55,341	0	-70,923	0	6,149	0	-138,929	0	27,599	0

Tabla 4.50 – Esfuerzos en sección mixta por hipótesis en el estribo 1.

C.LUZ 1	PP		CM		SC1		SC2		SC3		SC4		V1	
	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]
Viga 1	103,172	2664,87	21,349	730,1	26,143	1029,58	-1,731	-29,4	30,744	473,97	34,119	1335,3	-8,988	-310,74
Viga 2	102,418	2210,27	22,476	576,93	217,763	2861,26	8,853	351,59	64,377	581,98	0,117	251,8	-9,589	-242,77
Viga 3	83,612	1840,28	20,931	441	204,516	3181,87	140,396	1341,01	0,691	207,62	9,884	-91,62	-8,872	-785,44
Viga 4	100,36	1495,88	28,682	313,01	27,392	487,55	9,246	936,57	-0,257	-33,2	52,829	585,24	-12,063	-133,07

Tabla 4.51 – Esfuerzos en sección mixta por hipótesis en centro luz del vano 1.

A. INTERM	PP		CM		SC1		SC2		SC3		SC4		V1	
	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]
Viga 1	-609,827	-3593,39	-127,773	-1000,4	-82,987	-1012,55	-0,826	20,47	-6,246	-283,53	-275,528	-1958,24	55,335	425,37
Viga 2	-504,251	-3860,85	-130,811	-938,02	-426,6	-3381,72	3,622	-192,55	-14,468	-305,1	28,354	-47,39	55,056	394,12
Viga 3	-592,284	-3852,69	-135,037	-931,53	-581,279	-3575,86	85,338	-574,57	33,614	-138,35	-33,238	-1,9	56,322	389,42
Viga 4	-381,464	-3521,14	-144,721	-975,84	-86,724	-769,7	-7,88	-395,13	4,05	40,94	-281,273	-1929,56	59,058	413,04

Tabla 4.52 – Esfuerzos en sección mixta por hipótesis en el apoyo intermedio.

C. LUZ 2	PP		CM		SC1		SC2		SC3		SC4		V1	
	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]
Viga 1	-110,739	1157,42	-30,799	281,85	-36,599	21,22	0,938	-0,52	-10,151	-144,42	-56,725	462,35	13,058	-98,99
Viga 2	-132,436	1504,25	-33,819	321,26	-111,389	755,74	-8,285	-134,52	-8,658	-122,18	-10,772	-161,02	14,3	-134,83
Viga 3	-101,292	2045,37	-28,84	484,03	-102,151	883,66	-14,015	-198,57	-3,761	-65,33	-2,7755	203,49	12,245	-203,56
Viga 4	-156,656	2253,34	-32,195	615,99	-36,403	375,63	-10,54	241,64	0,952	-4,89	-53,564	1174,45	13,542	-261,48

Tabla 4.53 – Esfuerzos en sección mixta por hipótesis en centro luz del vano 2.

A. EXTREM 2	PP		CM		SC1		SC2		SC3		SC4		V1	
	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]	Q [kN]	M [kNm]
Viga 1	258,04	0	57,4	0	19,025	0	0,944	0	-10,89	0	128,342	0	-24,516	0
Viga 2	342,643	0	74,472	0	213,014	0	-8,335	0	-7,109	0	-19,104	0	-31,192	0
Viga 3	317,638	0	75,69	0	206,858	0	-10,513	0	-3,988	0	-4,868	0	-31,947	0
Viga 4	400,848	0	97,595	0	61,34	0	-13,761	0	0,049	0	198,975	0	-41,364	0

Tabla 4.54 – Esfuerzos en sección mixta por hipótesis en el estribo 2.

Con estos esfuerzos se pasa a comprobar tensionalmente la sección con las expresiones mostradas a continuación:

$$\sigma_c^s = \frac{M}{I} \cdot x \cdot \frac{1}{n}$$

$$\sigma_c^i = \frac{M}{I} \cdot (x - h_c) \cdot \frac{1}{n}$$

$$\sigma_s^s = \frac{M}{I} \cdot (x - h_c)$$

$$\sigma_s^i = \frac{M}{I} \cdot (h - x)$$

Dónde:

M = Momento flector que solicita a la sección mixta.

I = Momento de inercia de la sección mixta.

H = Canto de la sección mixta.

Hc = Espesor de la losa superior de hormigón.

N = coeficiente que relaciona los módulos de Young de ambos materiales.

### FASE I

Fase I		APOYO INTERMEDIO	Centro luz
		MY [kNm]	MY [kNm]
Viga 1	σ inf [Mpa]	0,183	-2,482
	σ sup [Mpa]	-0,142	3,300
Viga 2	σ inf [Mpa]	0,265	-2,096
	σ sup [Mpa]	-0,206	2,786
Viga 3	σ inf [Mpa]	0,207	-1,776
	σ sup [Mpa]	-0,161	2,360
Viga 4	σ inf [Mpa]	0,409	-1,397
	σ sup [Mpa]	-0,318	1,858

Tabla 4.55 – Tensiones en la fase I.

### FASE II

Fase II		APOYO INTERMEDIO
		MY [kN]
Viga 1	σ inf [Mpa]	2,733
	σ sup [Mpa]	-2,127
Viga 2	σ inf [Mpa]	2,604
	σ sup [Mpa]	-2,026
Viga 3	σ inf [Mpa]	2,566
	σ sup [Mpa]	-1,996
Viga 4	σ inf [Mpa]	2,659
	σ sup [Mpa]	-2,068

Tabla 4.56 – Tensiones en la fase II.

### FASE III

Fase III		APOYO INTERMEDIO
		MY [kN]
Viga 1	σ inf [Mpa]	4,552
	σ sup [Mpa]	-3,542
Viga 2	σ inf [Mpa]	4,463
	σ sup [Mpa]	-3,472
Viga 3	σ inf [Mpa]	4,126
	σ sup [Mpa]	-3,210
Viga 4	σ inf [Mpa]	4,542
	σ sup [Mpa]	-3,534

Tabla 4.57 – Tensiones en la fase III.

**FASE IV**

Fase IV (Acero)		APOYO INTERMEDIO
		MY [kN]
Viga 1	$\sigma$ inf [Mpa]	1,499
	$\sigma$ sup [Mpa]	-7,950
Viga 2	$\sigma$ inf [Mpa]	1,427
	$\sigma$ sup [Mpa]	-7,567
Viga 3	$\sigma$ inf [Mpa]	1,409
	$\sigma$ sup [Mpa]	-7,472
Viga 4	$\sigma$ inf [Mpa]	1,457
	$\sigma$ sup [Mpa]	-7,725

Tabla 4.58 – Tensiones en la fase IV en el acero.

Viga 2									
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma$ sup [Mpa]	1,423	1,063	0,371	0,278	1,842	0,226	0,375	0,162	-0,156
$\sigma$ inf [Mpa]	1,037	0,864	0,271	0,225	1,343	0,165	0,273	0,118	-0,114
$\sigma$ sup [Mpa]	6,224	12,959	1,625	3,383	8,058	0,990	1,639	0,709	-0,684
$\sigma$ inf [Mpa]	-21,549	-22,960	-5,625	-5,993	-27,896	-3,428	-5,674	-2,455	2,367

Tabla 4.61 – Tensiones en la viga 2 clasificadas por hipótesis.

Viga 3									
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma$ sup [Mpa]	1,192	0,890	0,286	0,213	2,061	0,869	0,135	-0,059	-0,509
$\sigma$ inf [Mpa]	0,870	0,723	0,209	0,173	1,505	0,634	0,098	-0,043	-0,372
$\sigma$ sup [Mpa]	5,224	10,854	1,252	2,601	9,033	3,807	0,589	-0,260	-2,230
$\sigma$ inf [Mpa]	-17,952	-19,132	-4,302	-4,585	-31,039	-13,082	-2,025	0,894	7,662

Tabla 4.62 – Tensiones en la viga 3 clasificadas por hipótesis.

Viga 4									
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma$ sup [Mpa]	0,980	0,730	0,20	0,15	0,319	0,613	-0,022	0,383	-0,087
$\sigma$ inf [Mpa]	0,717	0,594	0,15	0,12	0,234	0,449	-0,016	0,281	-0,064
$\sigma$ sup [Mpa]	4,304	8,911	0,90	1,86	1,403	2,695	-0,096	1,684	-0,383
$\sigma$ inf [Mpa]	-14,607	-15,574	-3,06	-3,26	-4,761	-9,145	0,324	-5,715	1,299

Tabla 4.63 – Tensiones en la viga 4 clasificadas por hipótesis.

FASE IV (Hormigón)		APOYO INTERMEDIO
		MY [kN]
Viga 1	$\sigma$ inf [Mpa]	0,197
	$\sigma$ sup [Mpa]	0,085
Viga 2	$\sigma$ inf [Mpa]	0,188
	$\sigma$ sup [Mpa]	0,081
Viga 3	$\sigma$ inf [Mpa]	0,185
	$\sigma$ sup [Mpa]	0,080
Viga 4	$\sigma$ inf [Mpa]	0,192
	$\sigma$ sup [Mpa]	0,082

Tabla 4.59 – Tensiones en la fase IV en el hormigón.

**FASE V**

- Sección de centro luz de vano 1

Viga 1									
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
$\sigma$ sup [Mpa]	1,701	1,273	0,466	0,349	0,657	-0,019	0,303	0,852	-0,198
$\sigma$ inf [Mpa]	1,237	1,033	0,339	0,283	0,478	-0,014	0,220	0,620	-0,144
$\sigma$ sup [Mpa]	7,426	15,501	2,034	4,247	2,869	-0,082	1,321	3,721	-0,866
$\sigma$ inf [Mpa]	-25,961	-27,652	-7,113	-7,576	-10,030	0,286	-4,617	-13,008	3,027

Tabla 4.60 – Tensiones en la viga 1 clasificadas por hipótesis.

- Sección en el apoyo intermedio

	V1		V1		V1		V1		V1	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	-9,253	-4,406	-2,576	-1,227	-2,607	0,053	-0,730	-5,043	1,095	
<b>σc inf [Mpa]</b>	8,265	0,144	2,301	0,144	2,329	0,047	0,652	4,504	-0,978	
<b>σs sup [Mpa]</b>	49,601	2,164	13,809	2,164	13,977	0,283	3,914	27,030	-5,872	
<b>σs inf [Mpa]</b>	21,612	1,250	6,017	1,250	6,090	0,123	1,705	11,777	-2,558	

Tabla 4.64 – Tensiones en la viga 1 clasificadas por hipótesis.

	V2		V2		V2		V2		V2	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	-9,952	-4,737	-2,418	-1,151	-8,717	-0,496	-0,786	-0,122	1,016	
<b>σc inf [Mpa]</b>	8,888	0,144	2,159	0,144	7,785	0,443	0,702	0,109	-0,907	
<b>σs sup [Mpa]</b>	53,340	2,165	12,959	2,165	46,721	2,660	4,215	0,655	-5,445	
<b>σs inf [Mpa]</b>	23,308	1,253	5,663	1,253	20,415	1,162	1,842	0,286	-2,379	

Tabla 4.65 – Tensiones en la viga 2 clasificadas por hipótesis.

	V3		V3		V3		V3		V3	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	-9,921	-4,724	-2,399	-1,142	-9,208	-1,480	-0,356	-0,005	1,003	
<b>σc inf [Mpa]</b>	8,861	0,144	2,142	0,144	8,224	1,321	0,318	0,004	-0,896	
<b>σs sup [Mpa]</b>	53,180	2,164	12,858	2,164	49,359	7,931	1,910	0,026	-5,375	
<b>σs inf [Mpa]</b>	23,171	1,250	5,602	1,250	21,506	3,456	0,832	0,011	-2,342	

Tabla 4.66 – Tensiones en la viga 3 clasificadas por hipótesis.

	V4		V4		V4		V4		V4	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	-9,067	-4,318	-2,513	-1,197	-1,982	-1,017	-0,105	-4,969	1,064	
<b>σc inf [Mpa]</b>	8,098	0,144	2,244	0,144	1,770	0,909	0,094	4,438	-0,950	
<b>σs sup [Mpa]</b>	48,604	2,164	13,470	2,164	10,624	5,454	0,565	26,635	-5,701	
<b>σs inf [Mpa]</b>	21,177	1,250	5,869	1,250	4,629	2,376	-0,246	11,605	-2,484	

Tabla 4.67 – Tensiones en la viga 4 clasificadas por hipótesis.

- Sección de centro luz del vano 2

	V1		V1		V1		V1		V1	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	0,763	0,568	0,186	0,138	0,014	0,000	-0,095	0,305	-0,065	
<b>σc inf [Mpa]</b>	0,559	0,462	0,136	0,113	0,010	0,000	-0,070	0,223	-0,048	
<b>σs sup [Mpa]</b>	3,357	6,937	0,818	1,689	0,062	-0,002	-0,419	1,341	-0,287	
<b>σs inf [Mpa]</b>	-11,309	-12,060	-2,754	-2,937	-0,207	0,005	1,411	-4,517	0,967	

Tabla 4.68 – Tensiones en la viga 1 clasificadas por hipótesis.

	V2		V2		V2		V2		V2	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	0,981	0,731	0,209	0,156	0,493	-0,088	-0,073	-0,105	-0,088	
<b>σc inf [Mpa]</b>	0,717	0,595	0,153	0,127	0,360	-0,064	-0,053	-0,077	-0,064	
<b>σs sup [Mpa]</b>	4,305	8,925	0,919	1,906	2,163	-0,385	-0,321	-0,461	-0,386	
<b>σs inf [Mpa]</b>	-14,683	-15,652	-3,136	-3,343	-7,377	1,313	1,095	1,572	1,316	

Tabla 4.69 – Tensiones en la viga 2 clasificadas por hipótesis.

	V3		V3		V3		V3		V3	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	1,319	0,986	0,312	0,233	0,570	-0,128	-0,042	0,131	-0,131	
<b>σc inf [Mpa]</b>	0,962	0,801	0,228	0,190	0,416	-0,093	-0,031	0,096	-0,096	
<b>σs sup [Mpa]</b>	5,775	12,016	1,367	2,843	2,495	-0,561	-0,184	0,575	-0,575	
<b>σs inf [Mpa]</b>	-19,945	-21,253	-4,720	-5,029	-8,617	1,936	0,637	-1,984	1,985	

Tabla 4.70 – Tensiones en la viga 3 clasificadas por hipótesis.

	V4		V4		V4		V4		V4	
	PP		CM		SC1	SC2	SC3	SC4	V1	
	t=0	t=inf	t=0	t=inf	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0	t=0
<b>σc sup [Mpa]</b>	1,444	1,080	0,395	0,295	0,241	0,155	-0,003	0,753	0,168	
<b>σc inf [Mpa]</b>	1,052	0,877	0,288	0,240	0,175	0,113	-0,002	0,548	0,122	
<b>σs sup [Mpa]</b>	6,312	13,159	1,726	3,597	1,052	0,677	-0,014	3,290	0,732	
<b>σs inf [Mpa]</b>	-21,960	-23,395	-6,003	-6,395	-3,661	-2,355	0,048	-11,446	-2,548	

Tabla 4.71 – Tensiones en la viga 4 clasificadas por hipótesis.

Una vez hemos obtenido las tensiones para cada una de las hipótesis se procede al cálculo de las tensiones producidas por las acciones indirectas (variación térmica y retracción). Comenzaremos calculando la acción indirecta de la retracción del hormigón.

La retracción es el proceso por el cual el hormigón pierde volumen debido a la evaporización y reacción de parte de agua que contiene el hormigón. Por tanto dicho hormigón tiende a acortarse. Como tenemos las dos piezas solidarizadas mediante conectadores este intento de acortamiento producirá una compresión en la viga metálica y una tracción en la losa de hormigón. Se recuerda que para el cálculo de las tensiones que genera esta acción se tomarán las características mecánicas a tiempo  $t = \infty^*$ .

La obtención de los esfuerzos que produce dicha acción se ejecuta con la siguiente expresión:

$$N_c = \frac{\epsilon_r \cdot E_s}{\frac{1}{A_{cr}} + \frac{1}{A_s} + \frac{d^2}{I_{cr} + I_s}}$$

$$M_c = N_c \cdot d \cdot \frac{I_{cr}}{I_{cr} + I_s}$$

$$N_s = - \frac{\epsilon_r \cdot E_s}{\frac{1}{A_{cr}} + \frac{1}{A_s} + \frac{d^2}{I_{cr} + I_s}} = -N_c$$

$$M_c = N_c \cdot d \cdot \frac{I_s}{I_{cr} + I_s}$$

Dónde:

$E_r$  = Coeficiente que representa el acortamiento unitario del hormigón.

$E_s$  = Módulo de Young del acero estructural.

$A_{cr}$  = Área de la losa de hormigón correspondiente a las propiedades mecánicas de tiempo  $t = \infty^*$ .

$A_s$  = Área de acero de la viga metálica.

$D$  = distancia entre los centros de gravedad de la losa de hormigón y el correspondiente a la viga metálica.

$I_{cr}$  = Inercia de la losa de hormigón correspondiente a las propiedades mecánicas de tiempo  $t = \infty^*$ .

Según el artículo 39º de la actual EHE – 08 se puede establecer el valor de  $\epsilon_{cr}$  como:

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Dónde:

$\epsilon_{cd}$  = Deformación de retracción por secado.

$\epsilon_{ca}$  = deformación por retracción autógena.

La componente de secado puede calcularse en el tiempo como:

$$\epsilon_{cd} = 0.85 \left[ (220 + \alpha_{ds1}) \cdot e^{(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm,0}})} \right] \cdot 10^{-6} \beta_{HR}$$

Dónde:

$\alpha_{sd1}$  y  $\alpha_{sd2}$  = son valores que se obtienen de la siguiente tabla:

	Endurec. lento	Endurec. normal	Endurec.rápido
$\alpha_{sd1}$	3	4	6
$\alpha_{sd2}$	0,13	0,12	0,11

Tabla 4.72 – determinación de los parámetros  $\alpha_{sd1}$  y  $\alpha_{sd2}$ .

$F_{cm0}$  = 10 Mpa.

$F_{cm}$  = resistencia media a compresión del hormigón.

$$B_{HR} = -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{HR}{100} \right)^3 \right]$$

Dónde:

HR = humedad relativa media en la localización de la obra en tanto por ciento.

Además el parámetro  $\epsilon_{ca}$  se calcula como:

$$\epsilon_{ca} = -2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

Dónde:

$f_{ck}$  = resistencia característica a compresión del hormigón.

Efectuando los cálculos que se han presentado anteriormente el resultado de  $\epsilon_{cd}$  es  $-70,05 \cdot 10^{-6}$  metros por metro de longitud de losa de hormigón.

Ahora que ya se conocen los esfuerzos axiales y momentos flectores se pasa a calcular las tensiones con las siguientes expresiones:

$$\sigma_c^s = \frac{N_c}{A_c} - \frac{M_c}{I_c} \cdot \frac{h_c}{2}$$

$$\sigma_c^i = \frac{N_c}{A_c} + \frac{M_c}{I_c} \cdot \frac{h_c}{2}$$

$$\sigma_s^s = \frac{N_s}{A_s} - \frac{M_s}{I_s} \cdot \frac{h_s}{2}$$

$$\sigma_s^i = \frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{I_s} \cdot \frac{h_s}{2}$$

Dónde:

$H_c$  = espesor de la losa de hormigón.

$H_s$  = canto de la viga metálica.

A continuación, se muestra una tabla con los resultados de cálculo de dichas tensiones:

		A. EXTREM 1	C. LUZ 2	A. EXTREM 2
V1	$\sigma_c$ sup [Mpa]	0,013	0,014	0,013
	$\sigma_c$ inf [Mpa]	0,013	0,014	0,013
	$\sigma_s$ sup [Mpa]	-0,004	-0,004	-0,003
	$\sigma_s$ inf [Mpa]	-0,004	-0,004	-0,003
V2	$\sigma_c$ sup [Mpa]	0,013	0,014	0,013
	$\sigma_c$ inf [Mpa]	0,013	0,014	0,013
	$\sigma_s$ sup [Mpa]	-0,003	-0,004	-0,003
	$\sigma_s$ inf [Mpa]	-0,003	-0,004	-0,003
V3	$\sigma_c$ sup [Mpa]	0,013	0,014	0,013
	$\sigma_c$ inf [Mpa]	0,013	0,014	0,013
	$\sigma_s$ sup [Mpa]	-0,003	-0,004	-0,003
	$\sigma_s$ inf [Mpa]	-0,003	-0,004	-0,003
V4	$\sigma_c$ sup [Mpa]	0,013	0,015	0,013
	$\sigma_c$ inf [Mpa]	0,013	0,015	0,013
	$\sigma_s$ sup [Mpa]	-0,003	-0,004	-0,004
	$\sigma_s$ inf [Mpa]	-0,003	-0,004	-0,004

Tabla 4.73 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

Se prosigue con el cálculo de las tensiones producidas por la variación térmica. Para ello debemos conocer que según la IAP – 11 la máxima variación de temperatura que se puede producir en la zona en la cual está ubicada la obra es de 18°C.

De esta forma la variación térmica resultante se calcula con la siguiente expresión:

$$\epsilon_{\Delta T} = \alpha \cdot \Delta T$$

Dónde:

$\alpha$  = coeficiente de dilatación lineal, se toma  $1,1 \cdot 10^{-5}$  como valor medio entre los dos materiales ( $1,0 \cdot 10^{-5}$  para el hormigón y  $1,2 \cdot 10^{-5}$  para el acero).

$\Delta T$  = Variación máxima de temperatura que se puede producir entre los dos materiales.

Una vez calculado dicho parámetro se procede al cálculo de los esfuerzos y tensiones de manera análoga a como se ha calculado la retracción con la salvedad de que el coeficiente  $\epsilon$  en esta ocasión en el que se acaba de calcular. No obstante, se vuelven a escribir las expresiones necesarias para su cálculo. En primer lugar para el cálculo de esfuerzos:

$$N_c = \frac{\epsilon_{\Delta T} \cdot E_s}{\frac{1}{A_{cr}} + \frac{1}{A_s} + \frac{d^2}{I_{cr+I_s}}}$$

$$M_c = N_c \cdot d \cdot \frac{I_{cr}}{I_{cr} + I_s}$$

$$N_s = - \frac{\epsilon_{\Delta T} \cdot E_s}{\frac{1}{A_{cr}} + \frac{1}{A_s} + \frac{d^2}{I_{cr+I_s}}} = -N_c$$

$$M_c = N_c \cdot d \cdot \frac{I_s}{I_{cr} + I_s}$$

Y ahora para el cálculo de las tensiones resultantes de dichos esfuerzos:

$$\sigma_c^s = \frac{N_c}{A_c} - \frac{M_c}{I_c} \cdot \frac{h_c}{2}$$

$$\sigma_c^i = \frac{N_c}{A_c} + \frac{M_c}{I_c} \cdot \frac{h_c}{2}$$

$$\sigma_s^s = \frac{N_s}{A_s} - \frac{M_s}{I_s} \cdot \frac{h_s}{2}$$

$$\sigma_s^i = \frac{N_s}{A_s} + \frac{M_s}{I_s} \cdot \frac{h_s}{2}$$

Ahora se muestran las tablas de resultados correspondientes a las tensiones debidas a la acción de la variación térmica:

		A. EXTREM 1	C. LUZ 1	A. INTERM	C. LUZ 2	A. EXTREM 2
V1	$\sigma$ sup [Mpa]	-2,989	-2,656	-2,656	-2,725	-3,203
	$\sigma$ inf [Mpa]	-6,066	-6,030	-6,030	-6,037	-6,090
	$\sigma$ sup [Mpa]	4,503	4,703	4,703	4,662	4,368
	$\sigma$ inf [Mpa]	-3,197	-3,110	-3,110	-3,131	-3,234
V2	$\sigma$ sup [Mpa]	-3,059	-2,674	-2,674	-2,702	-3,139
	$\sigma$ inf [Mpa]	-6,074	-6,032	-6,032	-6,035	-6,083
	$\sigma$ sup [Mpa]	4,460	4,692	4,692	4,676	4,409
	$\sigma$ inf [Mpa]	-3,211	-3,115	-3,115	-3,124	-3,225
V3	$\sigma$ sup [Mpa]	-3,101	-2,688	-2,656	-2,679	-3,077
	$\sigma$ inf [Mpa]	-6,078	-6,034	-6,030	-6,033	-6,076
	$\sigma$ sup [Mpa]	4,433	4,684	4,703	4,689	4,448
	$\sigma$ inf [Mpa]	-3,219	-3,120	-3,110	-3,117	-3,214
V4	$\sigma$ sup [Mpa]	-3,170	-2,711	-2,656	-2,665	-3,018
	$\sigma$ inf [Mpa]	-6,086	-6,036	-6,030	-6,031	-6,069
	$\sigma$ sup [Mpa]	4,389	4,671	4,703	4,697	4,485
	$\sigma$ inf [Mpa]	-3,230	-3,127	-3,110	-3,113	-3,203

Tabla 4.74 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

Una vez obtenidas las tensiones separadas por hipótesis solo queda combinarlas en las dos combinaciones diferentes que se plantean para obtener las tensiones que se producirán en la sección y ejecutar así las comprobaciones pertinentes a este Estado Límite de Servicio.

• **Centro luz 1**

	t=0	$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]
Viga 1	Poco probable	3,642	2,652	18,680	-57,311
	Frecuente	2,846	2,071	12,407	-43,378

Tabla 4.75 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo cero.

	t=0	$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]
Viga 2	Poco probable	4,170	3,040	21,059	-65,028
	Frecuente	2,944	2,146	12,879	-44,588

Tabla 4.76 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 2 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo cero.

• **Apoyo intermedio**

t=0		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 3	Poco probable	4,239	3,470	21,396	-65,740
	Frecuente	2,808	2,211	12,311	-42,306

Tabla 4.77 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo cero.

t=0		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 4	Poco probable	2,202	1,612	12,474	-34,702
	Frecuente	1,643	1,203	7,219	-24,502

Tabla 4.78 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 4 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo cero.

t=inf		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 1	Poco probable	3,097	2,392	26,146	-57,599
	Frecuente	2,300	1,812	22,695	-45,532

Tabla 4.79 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo infinito.

t=inf		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 2	Poco probable	3,727	2,831	26,736	-64,941
	Frecuente	2,495	1,932	21,372	-46,369

Tabla 4.80 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 2 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo infinito.

t=inf		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 3	Poco probable	3,877	2,925	25,565	-65,334
	Frecuente	2,439	1,873	19,290	-43,770

Tabla 4.81 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo infinito.

t=inf		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 4	Poco probable	1,910	1,473	15,244	-33,998
	Frecuente	1,346	1,058	12,791	-25,672

Tabla 4.82 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 4 en la sección de centro de luz del vano 1. Tiempo infinito.

t=0		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 1	Poco probable	-20,0715	-20,1215	-96,2259	43,1557
	Frecuente	-14,8650	-13,2765	-79,6815	34,7178

Tabla 4.83 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo cero.

t=0		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 2	Poco probable	-23,674	-23,329	-118,292	51,689
	Frecuente	-17,150	-15,316	-91,919	40,166

Tabla 4.84 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo cero.

t=0		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 3	Poco probable	-24,410	-23,997	-122,304	53,289
	Frecuente	-17,476	-15,609	-93,678	40,816

Tabla 4.85 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo cero.

t=0		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 4	Poco probable	-19,346	-19,474	-95,160	41,462
	Frecuente	-14,367	-12,832	-77,012	33,555

Tabla 4.86 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo cero.

t=inf		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf [Mpa]	$\sigma$ s sup [Mpa]	$\sigma$ s inf [Mpa]
Viga 1	Poco probable	-12,281	-6,226	-39,967	18,028
	Frecuente	-8,669	-3,000	-20,600	9,590

Tabla 4.87 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo infinito.

t=inf		$\sigma$ sup [Mpa]	$\sigma$ inf	$\sigma$ s sup	$\sigma$ s inf
Viga 2	Poco probable	-15,588	-8,951	-56,324	25,225
	Frecuente	-10,668	-4,557	-29,950	13,701

Tabla 4.88 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo infinito.

	t=inf	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf	σ <sub>s</sub> sup	σ <sub>s</sub> inf
Viga 3	Poco probable	-16,363	-9,663	-60,595	27,016
	Frecuente	-11,023	-4,894	-31,968	14,543

Tabla 4.89 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo infinito.

	t=inf	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf	σ <sub>s</sub> sup	σ <sub>s</sub> inf
Viga 4	Poco probable	-11,687	-5,801	-34,234	16,917
	Frecuente	-8,301	-2,778	-17,904	9,009

Tabla 4.90 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección del apoyo intermedio. Tiempo infinito.

• Centro luz 2

	t=0	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 1	Poco probable	1,1762	0,8623	7,9725	-19,3106
	Frecuente	1,0473	0,7678	4,6079	-15,5215

Tabla 4.91 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 1 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo cero.

	t=0	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 2	Poco probable	1,683	1,231	10,192	-27,069
	Frecuente	1,437	1,051	6,305	-21,507

Tabla 4.92 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 2 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo cero.

	t=0	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 3	Poco probable	2,294	1,673	12,853	-36,541
	Frecuente	1,956	1,427	8,562	-29,569

Tabla 4.93 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo cero.

	t=0	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 4	Poco probable	2,816	2,050	15,125	-44,681
	Frecuente	2,232	1,625	9,754	-33,934

Tabla 4.94 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo cero.

	t=inf	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 1	Poco probable	0,943	0,752	9,626	-18,369
	Frecuente	0,809	0,651	9,059	-16,457

Tabla 4.95 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo infinito.

	t=inf	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 2	Poco probable	1,390	1,092	12,994	-26,374
	Frecuente	1,138	0,906	11,913	-22,684

Tabla 4.96 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo infinito.

	t=inf	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 3	Poco probable	1,891	1,483	17,757	-36,291
	Frecuente	1,548	1,231	16,279	-31,187

Tabla 4.97 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo infinito.

	t=inf	σ <sub>c</sub> sup [Mpa]	σ <sub>c</sub> inf [Mpa]	σ <sub>s</sub> sup [Mpa]	σ <sub>s</sub> inf [Mpa]
Viga 4	Poco probable	2,362	1,838	21,025	-44,643
	Frecuente	1,772	1,407	18,473	-35,762

Tabla 4.98 – Combinación de tensiones en ELS de la viga 3 en la sección de centro de luz en el vano 2. Tiempo infinito.

Según indica la RPX- 95 en su artículo 5.5 las limitaciones que se deben aplicar para comprobar la microfisuración del hormigón son los siguientes:

- El valor combinado de la compresión debe ser menor que  $0,625 \cdot f_{ck}$  para la combinación poco probable.
- El valor combinado de la compresión debe ser menor que  $0,5 \cdot f_{ck}$  para la combinación frecuente.

Dichos valores son de 21.875 Mpa para la combinación poco probable y 17,5 Mpa para la combinación frecuente. Por tanto, comparando con las tablas que se han mostrado anteriormente no se superan estos valores en ningún caso.

Por último, como se observa en el resumen de tensiones aportado anteriormente

4. Verificación del ELS de fisuración por tracción en el hormigón.

Para la comprobación de este Estado Límite de Servicio se va a proceder utilizando la RPX – 95, en su apartado 5.6. En dicho apartado se indica que es suficiente con disponer la armadura resultante de la siguiente expresión:

$$A_s = 0,1 k_c \cdot f_{ck} \frac{A_c}{\sigma_{st}}$$

Dónde:

As = área de armadura corrugada perpendicular a las tensiones.

Fck = resistencia característica del hormigón.

Ac = área de la parte traccionada de la losa determinada para la sección eficaz elástica de la losa antes de la fisuración.

σst= máxima tensión permitida en la armadura después de la fisuración , cuyo valor, que no debe superar el valor fyk del límite elástico de las armaduras y que depende del diámetro de las mismas como se indica en la siguiente tabla:

Diámetro de las barras corrugadas [mm]	Tensión máxima en las armaduras [Mpa]
32	160
25	200
20	240
16	280
12	320
10	360
8	400
6	450

Tabla 4.99 – Tabla que relaciona el diámetro máximo admitido con la tensión en las armaduras.

El coeficiente, kc, tiene en cuenta la influencia de la forma en que se distribuyen las tracciones en el espesor de la losa, inmediatamente antes de su fisuración. Se puede determinar mediante la expresión siguiente:

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_n}}$$

Dónde:

Hc = espesor de la losa de hormigón, si éste es constante; o su espesor máximo, en caso contrario (no se considerarán a estos efectos, los eventuales recrecidos de la losa localizados sobre el ala de las vigas a las que esté conectada)

Zn = distancia entre el centro de gravedad de la sección mixta sin fisurar homogeneizada y sin considerar las armaduras, y el centro de gravedad de la losa, también sin fisurar y sin considerar las armaduras.

Aplicando dichas expresiones resulta una armadura mínima por fisuración de 1228,90 mm<sup>2</sup> que se puede disponer utilizando redondos del 8 cada 10. Lo que supone un armado de 1357,02 mm<sup>2</sup>.

Este armado representa la siguiente cuantía:

$$\rho = \frac{1357,02}{2890 \cdot 200} = 0,00234.$$

Lo que representa una cuantía del 2,34 por mil que supera el 1,8 que precepta la EHE-08 en el apartado 42.3.5. para las losas de hormigón. Estrictamente, solo sería necesario disponer este armado en el ancho eficaz de la losa de hormigón, no obstante, por simplicidad y del lado de la seguridad lo extenderemos a toda la losa.

Ahora que se ha dispuesto un armado para la losa se va a comprobar si la separación entre ellas cumple lo recomendado por la RPX – 95. En el apartado 5.6.3 de dichas recomendaciones se utiliza la siguiente fórmula para el cálculo de la tensión de las armaduras posterior a la fisuración de la losa que utilizaremos para mediante la tabla que en el mismo apartado se muestra calcular la separación máxima entre los redondos.

$$\sigma_s = \sigma_{s0} + \frac{f_{ck} \cdot A_c}{25 \cdot A_s \cdot \alpha}$$

Dónde:

- $\sigma_{s0}$  Tensión en las armaduras sin considerar el hormigón traccionado
- $A_c$  y  $A_s$  Área del hormigón y las armaduras definidas en el apartado anterior.
- $\alpha = \frac{I \cdot A}{I_s \cdot A_s}$  Relación del producto del área por la inercia de la sección mixta, sin tener en cuenta el hormigón traccionado (I, A) y la sección de acero estructural considerada aislada (I<sub>s</sub>, A<sub>s</sub>).

Se calcula en primer término la tensión que deben resistir las armaduras después de la fisuración del hormigón. Para ello, es necesario recurrir a los esfuerzos obtenidos del análisis en metal 3D y proceder al cálculo de los esfuerzos que resiste el hormigón y los que resiste el acero estructural.

Las tensiones resistidas por las armaduras en el hormigón superior se pueden calcular como las tensiones a las que está sometido el hormigón multiplicado por el coeficiente de equivalencia entre los módulos de elasticidad del hormigón y del acero ya que las deformaciones de ambos materiales deben ser las mismas. Para ello, se puede calcular los flectores que soportan cada uno de los materiales como:

$$M_c = M_{Rd} \frac{I_{cr}}{I_{mixta}}$$

$$M_s = M_{Rd} \cdot \frac{I_s}{I_{mixta}}$$

Y, en consecuencia, el axil que soporta cada uno de los materiales es de:

$$N = \frac{M_{Rd} - M_c - M_s}{z}$$

Donde

- Z distancia entre los centro de gravedad de las dos secciones parciales (la de hormigón y la de acero).

Aplicando dichas expresiones la tensión resultante en la zona superior de la armadura pasiva es de – 170.87 Mpa aplicada en la viga 3. Solo se va a calcular dicha viga porque el armado es el mismo para todas ellas.

Por tanto, volviendo a la expresión inicial resulta un valor de  $\sigma_s$  de 285,54 Mpa. Por tanto, utilizaremos un diámetro máximo de 12 mm y una separación máxima de 15 mm.

#### 5. Verificación del ELS de deformaciones en la estructura.

La verificación de este Estado Límite de Servicio se ha ejecutado directamente con el software informático dado que el tratamiento de las inercias y las propiedades de las secciones del programa son perfectas.

6. Verificación del Estado Límite Último de deformaciones en el alma.

Para comprobar dicho estado límite en primer lugar se debe efectuar una comprobación tensional que debe verificar la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma}{1.1\sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1.1\tau_{cr}}\right)^2 < 1$$

Dónde:

$\sigma$  = tensión frecuente debida a la combinación frecuente de las acciones (positiva de compresión y negativa de tracción).

$\tau$  = tensión tangencial debida a la combinación frecuente de las acciones.

$\sigma_{cr}$  = tensión crítica elástica de abolladura.

$\tau_{cr}$  = tensión crítica de abolladura.

Ahora se determinan las tensiones críticas a las que se han hecho referencia en la expresión anterior, en primer lugar se obtendrá  $\epsilon_{cr}$  y multiplicando por el módulo de Young del acero se obtendrá  $\sigma_{cr}$ .

Las tensiones normales que se desarrollan en cada una de las secciones estudiadas se han presentado anteriormente, no obstante, no se han mostrado los datos de las tensiones tangenciales que solicitan al alma. Ya que sobre el apoyo intermedio es donde se combina la zona de peores esfuerzos flectores y cortantes de forma casi concomitante se realizará la comprobación en esta sección. Se muestran ahora los resultados de las tensiones tangenciales calculadas para cada una de las vigas del puente.

	CORTANTE [kN]	T.TANGENCIAL[Mpa]
Viga 1	1503,61395	25,0602325
Viga 2	1512,4251	25,207085
Viga 3	1888,70175	31,4783625
Viga 4	1231,59345	20,5265575

Tabla 4.100 – Cortante combinado y tensión tangencial que desarrolla en el alma.

Dicha comprobación se ha realizado de manera automatizada con una hoja Excel cuyos resultados se presentan a continuación.

	$\sigma_{cr}$ [Mpa]	$\tau_{cr}$ [Mpa]
Viga 1	1289,388631	145,224843
Viga 2	1320,690075	145,224843
Viga 3	1330,749245	145,224843
Viga 4	1161,005107	145,224843

Tabla 4.101 – Tensiones normales y tangenciales resultantes en cada una de las vigas.

Comprobación tensional		
Viga 1	0,0313711	<1
Viga 2	0,03432959	<1
Viga 3	0,04876422	<1
Viga 4	0,02356529	<1

Tabla 4.102 – Coeficientes de aprovechamiento para cada una de las vigas.

Una vez comprobada la expresión podemos limitar la esbeltez del alma según las siguientes expresiones de carácter recomendable proporcionadas por la RPX – 95.

En zonas de apoyos de vigas continuas, donde, los esfuerzos flector y cortante máximos son casi concomitantes.

$$\frac{b}{t} \leq 160 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

Zonas situadas en el centro de vigas donde el esfuerzo cortante es muy pequeño.

$$\frac{b}{t} \leq 240 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

Zonas de apoyo de vigas isostáticas en las cuales el esfuerzo flector es muy reducido o nulo:

$$\frac{b}{t} \leq 200 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$$

Independientemente de que se cumplan las recomendaciones anteriores se debe cumplir obligatoriamente el siguiente valor mínimo de esbeltez de alma. Dado que el área de las alas varía en función de la zona en la cual nos encontramos, se deben calcular dos valores diferentes de esbeltez con la siguiente expresión:

$$\frac{b}{t} \leq 0.55 \cdot \frac{Ea}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$

Dónde:

b= altura total del alma.

t= espesor del alma.

Ea = Módulo de Young del acero del ala comprimida.

fy= Límite elástico del acero del ala comprimida.

Aw = Área del alma de la viga metálica.

Af = Área del ala comprimida de la viga metálica.

### 7. Verificación del Estado Límite Último de rotura

Para la verificación de este estado último se recurre al apartado 6.3.3.1.2. de la RPX – 95 dónde se recoge que si la sección es poco esbelta o compacta se pueden desperdiciar los esfuerzos indirectos (retracción, fluencia y variación térmica). Por ello se procede a comprobar que clase de sección es la que estamos disponiendo en el puente. Se recuerda el gráfico que indica las dimensiones de las vigas metálicas que se van a disponer en el puente.

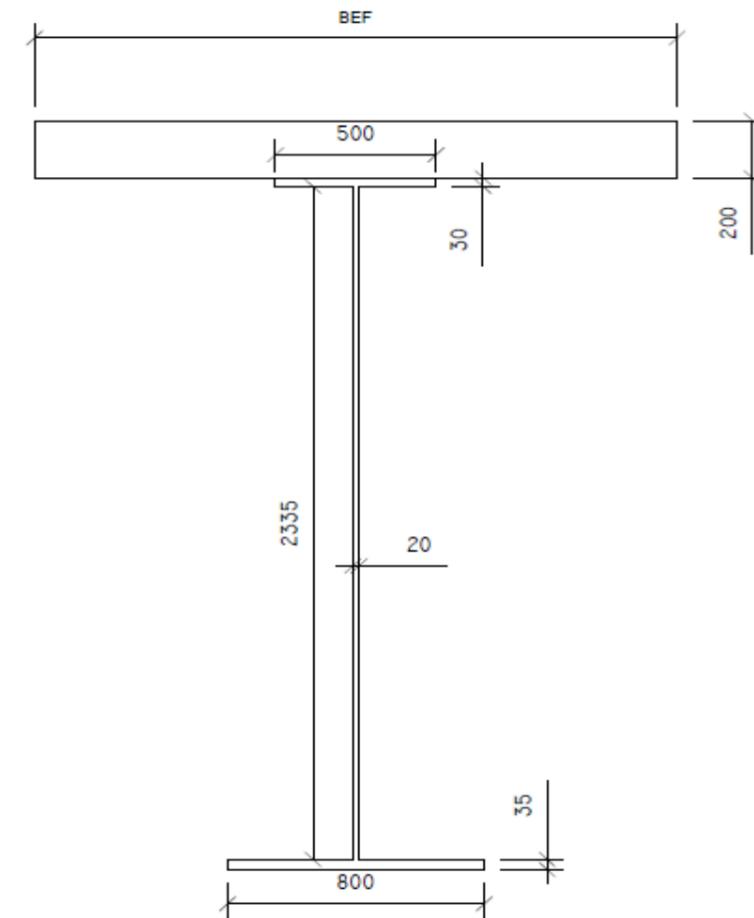


Figura 4.48 – Definición gráfica de las dimensiones (Zona de flectores positivos).

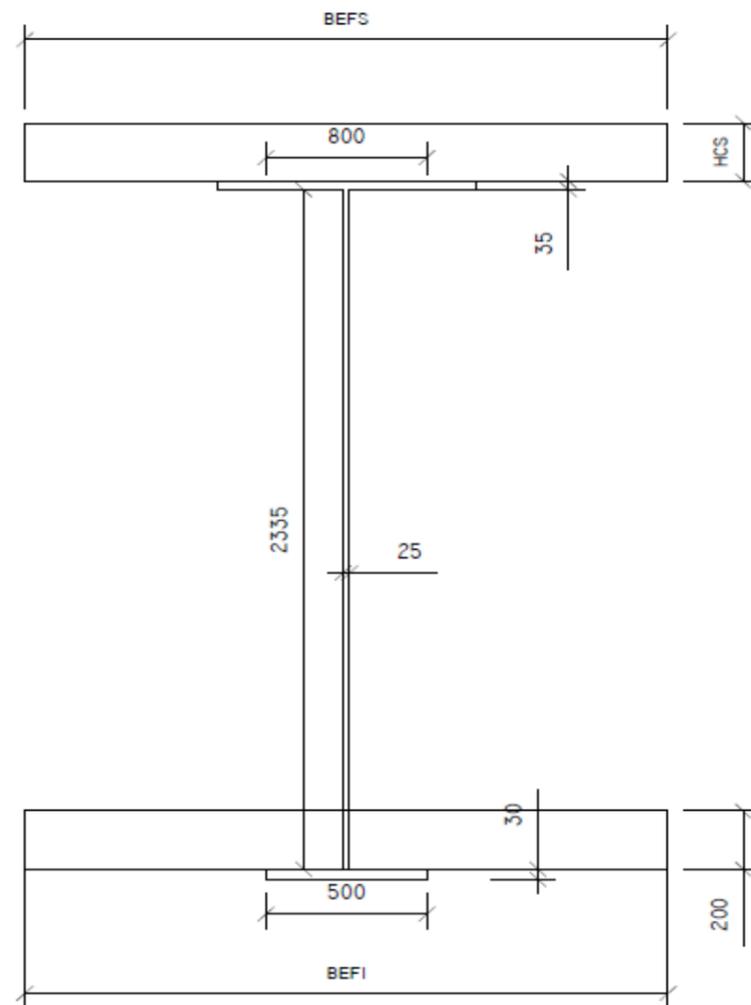


Figura 4.49 – Definición gráfica de las dimensiones (Zona de flectores negativos).

Para el cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos producidos en las diferentes secciones de la viga metálica, es necesario identificar previamente la clase de éstas. A continuación se muestra unas gráficas donde se indican el tipo de sección a la que pertenece cada viga en las diferentes secciones.

Se ha realizado un cálculo por el lado de la seguridad, en el que, los valores se han obtenido de la combinación de tensiones a tiempo cero en el apoyo extremo 1, centro luz 1, centro luz 2 y apoyo extremo 2 y a tiempo infinito en el apoyo intermedio, ya que se trataban de los mayores valores.

A. EXTREM 1		Clase sección
Viga 1		3
Viga 2		3
Viga 3		3
Viga 4		3

Tabla 4.103 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

C. LUZ 1		Clase sección
Viga 1		3
Viga 2		3
Viga 3		3
Viga 4		3

Tabla 4.104 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

A. INTERM		Clase sección
Viga 1		3
Viga 2		3
Viga 3		3
Viga 4		3

Tabla 4.105 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

C. LUZ 2		Clase sección
Viga 1		3
Viga 2		3
Viga 3		3
Viga 4		3

Tabla 4.106 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

A.EXTREM 2	Clase sección
Viga 1	3
Viga 2	3
Viga 3	3
Viga 4	3

Tabla 4.x – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

Los resultados indican que la clase de sección existente en todas las secciones es la 3, eso quiere decir que se deben realizar un cálculo elástico de éstas..

A continuación se pasa a determinar el momento flector último que resiste la sección mixta en el centro de luz y el cortante máximo que es capaz de resistir dicha sección en la zona de apoyos. Además, se calcula el esfuerzo flector negativo máximo que es capaz de soportar la sección mixta con la losa inferior.

A. EXTREM 1	Ved [kN]	Vmax [kN]	¿Cumple?
V1	-1134,0951	9369,570083	Si
V2	-1219,2447	9369,570083	Si
V3	-1195,28205	9369,570083	Si
V4	-817,1103	9369,570083	Si

Tabla 4.107 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

A. INTERM	Ved [kN]	Vmax [kN]	¿Cumple?
V1	-1503,61395	11711,9626	Si
V2	-1512,4251	11711,9626	Si
V3	1978,70145	11711,9626	Si
V4	-1231,59345	11711,9626	Si

Tabla 4.108 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

A. EXTREM 2	Ved [kN]	Vmax [kN]	¿Cumple?
V1	639,32445	9369,570083	Si
V2	882,62625	9369,570083	Si
V3	841,2798	9369,570083	Si
V4	1035,819	9369,570083	Si

Tabla 4.109 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

C.LUZ 1	Ved [kN]	Vmax [kN]	¿Cumple?
V1	8164,887	48836,56569	Si
V2	9299,2485	48836,56569	Si
V3	9478,5945	48836,56569	Si
V4	11371,227	48836,56569	Si

Tabla 4.x110 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

A. INTERM	Med [kNm]	Mmax [kNm]	¿Cumple?
V1	-10499,8605	19580,29006	Si
V2	-12123,3465	19595,61756	Si
V3	-12573,048	19572,36688	Si
V4	-10188,3345	19595,61756	Si

Tabla 4.111 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

C. LUZ 2	Med [kNm]	Mmax [kNm]	¿Cumple?
V1	2658,8205	48836,56569	Si
V2	3598,0485	48836,56569	Si
V3	4953,8445	48836,56569	Si
V4	6283,404	48836,56569	Si

Tabla 4.112 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

Para determinar los esfuerzos de cálculo se han obtenido los valores del Metal 3D y se ha realizado la combinación frecuente de cada sección para todas la hipótesis. Mientras que para el cálculo de los esfuerzos máximos que las secciones son capaces de soportar, para el cortante se ha utilizado la ecuación  $V_{max} = \frac{Av \cdot fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_0}$  y para el momento se ha utilizado la siguiente:  $M_{max} = \frac{W_{el} \cdot fy}{\gamma_0}$

Para el cálculo del Mmax es necesario calcularse la Wel de cada una de las secciones, tanto para tiempo cero como infinito y el menor valor es el que usaremos para el cálculo ya que éste será el más restrictivo.

Por último se efectuará la interacción entre los dos esfuerzos anteriores para así comprobar el resto de secciones intermedias que están solicitadas frente a esfuerzos de flexión y corte.

8. Dimensionamiento de la conexión.

Dado que el sistema resistente primario de nuestro puente es mediante vigas de sección mixta, es decir, existe hormigón y acero trabajando conjuntamente en la misma sección se deben disponer de los elementos de unión entre los dos materiales. Estos elementos deben cumplir las siguientes funciones simultáneamente:

- ✓ Absorber el esfuerzo rasante longitudinal
- ✓ Anclar la losa en sus extremos.
- ✓ Impedir el despegue de la losa de hormigón.

En primer lugar calcularemos el esfuerzo máximo que es capaz de soportar cada uno de los pernos, se propone la utilización de pernos de altura 150 mm para respetar el recubrimiento mínimo en la parte superior de 50 mm, y un diámetro de 19 mm. Con estos valores la resistencia unitaria de cada perno es el mínimo de entre las siguientes expresiones:

$$R_{p1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

$$R_{p2} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

Por tanto para los valores propuestos anteriormente las soluciones son las siguientes:

$$R_{p1} = 81.656 \text{ kN}$$

$$R_{p2} = 152.669 \text{ kN}$$

Por tanto tomaremos como 81.656 kN la resistencia de diseño de cada uno de los pernos. Según la RPX – 95 este valor es válido tanto para el cálculo plástico como para el elástico (si todas las secciones son compactas), sin embargo, en el cálculo elástico, si hubiera zonas con secciones esbeltas y conectadores flexibles, hay que reducir al 60% el valor de Rp2 relativa a la condición de resistencia del hormigón.

En primer lugar vamos a dimensionar la conexión mediante el método elástico. Para ello la distribución de conectadores se adaptará a la ley elástica de rasantes. Por tanto, el siguiente paso es obtener la envolvente de rasantes elástica en ELU, que es como se dimensiona la conexión.

El rasante para las acciones gravitatorias se calcula mediante la siguiente expresión:

$$R_d = \frac{V_{sd} \cdot M_{e,c}}{I}$$

Dónde:

Vsd = El cortante que existe en cada una de las secciones calculadas.

Me,c = Momento estático de la losa respecto al eje vertical.

I = Inercia de la sección mixta respecto del eje vertical.

Por tanto hay que obtener las envolventes de cortantes por las distintas acciones gravitatorias utilizando las características mecánicas que correspondan. Como indica en la RPX – 95 este dimensionamiento se ejecuta en el Estado Límite Último, por tanto, tomaremos los achos eficaces correspondientes a este estado límite.

Dado que la construcción de la obra se supone sin apeos y el peso propio de las vigas metálicas se pone en juego cuando la capa de compresión aún está fresca y no es efectiva; no se generan tensiones de rasante entre los dos elementos, la viga metálica y la losa de compresión.

Para el cálculo del esfuerzo rasante dividiremos el tablero en tramos por los puntos donde el cortante cambie de signo, para así, colocarnos del lado de la seguridad en dicho cálculo. La expresión para el cálculo del esfuerzo rasante es la siguiente:

$$\tau \cdot t \cdot dx = \frac{Q}{I_s} \cdot Me$$

A.EXTREM 1	CORTANTE [kN]	Rasante [kN/m]
Viga1	1134,095	509,938
Viga2	1219,245	548,224
Viga3	1195,282	537,450
Viga4	817,110	367,408

Tabla 4.113 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

A. INTERM	CORTANTE [kN]	Rasante [kN/m]
Viga1	1503,614	237,787
Viga2	1512,425	238,930
Viga3	1888,702	298,839
Viga4	1231,593	238,930

Tabla 4.114 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

A. EXTREM 2	CORTANTE [kN]	Rasante [kN/m]
Viga1	639,324	287,4675363
Viga2	882,626	396,866401
Viga3	841,280	378,2752739
Viga4	1035,819	465,7483942

Tabla 4.115 – Tensiones generadas por la acción de la variación térmica.

Para hallar el número de conectadores, las rasantes obtenidas al estar por unidad de longitud se deben de multiplicar por la distancia conveniente. En este caso, para el cálculo de los conectadores en la zona del vano uno, tendremos que, a la rasante de cálculo obtenida en el apoyo del extremo multiplicarla por la longitud hasta el centro de vano para cada viga. Esto mismo ha de realizarse en la zona de momentos negativos y en el otro extremo del puente, para cada una de las vigas.

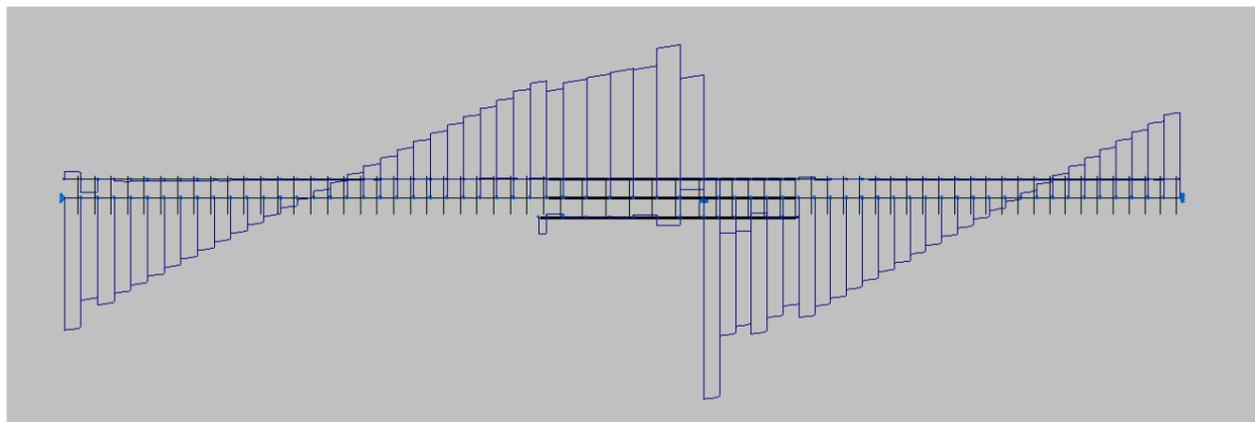


Figura 4.50 – Diagrama de esfuerzos cortantes en la viga mixta.

Una vez obtenida la rasante como un esfuerzo puntual, se realizará la siguiente operación para la obtención del número necesario de conectadores para cada viga en cada sección:

$$N^{\circ} \text{ Conectores} = \frac{\text{Red} \cdot \text{Distancia}}{Rp1}$$

Los resultados obtenidos se muestran a continuación en una tabla resumen donde se indica el número de pernos para cada sección de viga en las diferentes secciones y su separación longitudinal. Destacar que los pernos según disposición constructiva, se pondrán en dos filas paralelas para cada viga, por tanto, el número de conectadores que aparece en la tabla es el total en cada sección de la viga.

A.EXTREM 1	Rasante [kN/m]	Dist a C. luz 1 [m]	Prd [N]	Nº	Separación [m]
Viga1	509,9375197	21,18	81656	133	0,31850
Viga2	548,224411	16,21	81656	109	0,29743
Viga3	537,4497817	12,74	81656	84	0,30333
Viga4	367,407636	10,2588	81656	47	0,43654

Tabla 4.116 – Número de pernos y distancia entre ellos para cada viga en el estribo 1.

A.INTERM	Rasante [kN/m]	Dist a C. luz 1 [m]	Prd [N]	Nº	Separación [m]
Viga1	237,7867909	38,5725	81656	113	0,6827
Viga2	238,9295043	41,3558	81656	122	0,6780
Viga3	298,8387156	42,1572	81656	155	0,5440
Viga4	238,9295043	39,9757	81656	117	0,6833

Tabla 4.117 – Número de pernos y distancia entre ellos para cada viga en el apoyo intermedio.

A.EXTREM 2	Rasante [kN/m]	Dist a C. luz 1 [m]	Prd [N]	Nº	Separación [m]
Viga1	287,4675363	9,2975	81656	33	0,5635
Viga2	396,866401	11,4842	81656	56	0,4102
Viga3	378,2752739	14,1528	81656	66	0,4289
Viga4	465,7483942	18,8155	81656	108	0,3484

Tabla 4.118 – Número de pernos y distancia entre ellos para cada viga en el estribo 2.

9. Armadura transversal en los conectadores

Son indispensables armaduras transversales de rasante en el entorno de los conectadores para asegurar la transferencia de esfuerzos a través de cualquier superficie de rotura por cizallamiento previsible. Para el cálculo de dicha armadura se ha utilizado el artículo 7.6.1 de la RPX-95 donde se indica que la resistencia a esfuerzo rasante de las posibles secciones de cizalladura es la menor entre:

$$H_{rd} = 2.5 \cdot \eta \cdot \tau_{rd} \cdot A_{cv} + A_{ts} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$H_{rd} = 0.2 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$$

Donde:

$\gamma_s$  1.15

$\gamma_c$  1.50

$A_{cv}$  Área por unidad de longitud de la superficie de rotura.

$A_{ts}$  Área por unidad de longitud de todas las armaduras que atraviesan la superficie de rotura.

$\tau_{rd}$  Tensión tangencial última de cálculo del hormigón.

$\eta$   $0.3+0.7 \cdot (\rho/24)$  Para hormigones ligeros de peso específico  $\rho$ .

Se consideran dos secciones de rotura, la sección 1-1' y la sección 2-2' como se muestra a continuación.

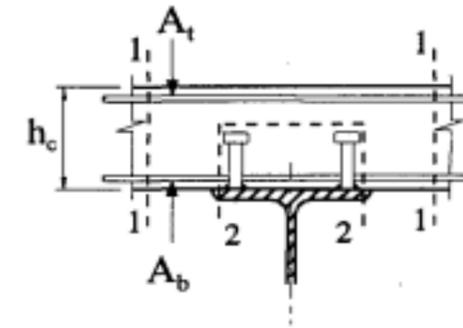


Figura 4.51 – Croquis indicativo de las secciones críticas por cizalladura.

En la sección 1-1' interviene el área de la armadura superior e inferior ( $A_t$  y  $A_b$ ), mientras que en la sección 2-2' tan solo interviene el área de la armadura inferior ( $A_b$ ).

Se ha calculado la armadura mínima para que la sección resista la sollicitación de cálculo. Dichas armaduras se muestran en las siguientes tablas.

A. EXTREM 1	Pernos/m	Resistencia/perno	Hsd [kN/m]	Hrd2 [kN/m]	Ab [mm2/m]	At [mm2/m]
Viga 1	3,33	81,656	543,82896	1866,66667	0	211,403
Viga 2	4	81,656	653,248	1866,66667	0	337,235
Viga 3	3,33	81,656	543,82896	1866,66667	0	211,403
Viga 4	2,5	81,656	408,28	1866,66667	0	55,522

Tabla 4.119 – Armaduras transversales para la conexión en apoyo extremo 1.

A. INTERM.	Pernos/m	Resistencia/perno	Hsd [kN/m]	Hrd2 [kN/m]	Ab [mm2/m]	At [mm2/m]
Viga 1	1,54	81,656	251,50048	1866,66667	0	0
Viga 2	1,54	81,656	251,50048	1866,66667	0	0
Viga 3	2	81,656	326,624	1866,66667	0	0
Viga 4	1,54	81,656	251,50048	1866,66667	0	0

Tabla 4.120 – Armaduras transversales para la conexión en centro de luz 1

A.EXTREM 2	Pernos/m	Resistencia/perno	Hsd [kN/m]	Hrd2 [kN/m]	Ab [mm2/m]	At [mm2/m]
Viga 1	2	81,656	326,624	1866,66667	0	0
Viga 2	2,5	81,656	408,28	1866,66667	0	56
Viga 3	2,5	81,656	408,28	1866,66667	0	56
Viga 4	3,33333333	81,656	544,373333	1866,66667	0	212

Tabla 4.121 – Armaduras transversales para la conexión en apoyo extremo 2.

Esta armadura es la necesaria por motivos de la conexión, no obstante, como se ha comentado anteriormente existe armadura transversal por motivo de la flexión transversal de la losa de hormigón. Estas dos armaduras se muestran y suman en la siguiente tabla:

	Flectores positivos	Flectores negativos
	As [mm2]	As [mm2]
<b>Inferior</b>	1306,9	314,16
<b>Superior</b>	314,16	2463,01
<b>Longitudinal</b>	314,16	471,24

Tabla 4.122 – Armaduras transversales debido a la flexión transversal.

	ESTRIBO 2	Flectores positivos	Flectores negativos
		As [mm2]	As [mm2]
<b>Viga 1</b>	Inferior	1306,9	314,16
	Superior	314,16	2463,01
<b>Viga 2</b>	Inferior	1362,9	370,16
	Superior	370,16	2519,01
<b>Viga 3</b>	Inferior	1362,9	370,16
	Superior	314,16	2519,01
<b>Viga 4</b>	Inferior	1518,9	526,16
	Superior	314,16	2675,01

Tabla 4.125 – Armaduras transversales para la conexión en apoyo extremo 2.

Con todos estos datos se ha dimensionado el armado de la losa superior que se indica en el plano x.x del capítulo VI.

	Estribo 1	Flectores positivos	Flectores negativos
		As [mm2]	As [mm2]
<b>Viga 1</b>	Inferior	1518,303	525,563
	Superior	525,563	2674,413
<b>Viga 2</b>	Inferior	1644,135	651,695
	Superior	651,695	2800,245
<b>Viga 3</b>	Inferior	1518,303	525,563
	Superior	525,563	2674,413
<b>Viga 4</b>	Inferior	1362,422	369,682
	Superior	369,682	2518,532

Tabla 4.123 – Armaduras transversales para la conexión en apoyo extremo 2.

	A. INTERM.	Flectores positivos	Flectores negativos
		As [mm2]	As [mm2]
<b>Viga 1</b>	Inferior	1306,9	314,16
	Superior	314,16	2463,01
<b>Viga 2</b>	Inferior	1306,9	314,16
	Superior	314,16	2463,01
<b>Viga 3</b>	Inferior	1306,9	314,16
	Superior	314,16	2463,01
<b>Viga 4</b>	Inferior	1306,9	314,16
	Superior	314,16	2463,01

Tabla 4.124 – Armaduras transversales para la conexión en apoyo extremo 2.

# CAPÍTULO V. Anexos.

---

## ÍNDICE

Anexo 1: Hidrología, drenaje y bombeo.....	95	AUTOR: PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE.
Anexo 2: Geología y geotecnia.....	101	AUTOR: BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.
Anexo 3: Estudios de tráfico.....	112	AUTOR: BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.
Anexo 4: Diseño de equipamientos.....	114	AUTOR: PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE
Anexo 5: Vegetación.....	126	AUTOR: PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE.
Anexo 6: Programa de trabajos.....	130	AUTOR: BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.

## ANEXO 1. HIDROLOGÍA, DRENAJE Y BOMBEO

### 1.1 INTRODUCCIÓN

El objeto de este anejo es el dimensionamiento de los elementos necesarios para el drenaje superficial de la obra. Con ello se consigue el objetivo de seguridad vial tanto para los vehículos que circulan por la calzada como para los viandantes que lo hacen por las aceras.

### 1.2 DEFINICIÓN GENERAL DEL MODELO

Para abordar el problema del dimensionamiento de los elementos para el drenaje superficial se ha decidido dividir el puente en dos cuencas hidrológicas, de forma que existirán dos canales de desagüe paralelos entre sí y al eje de la calzada, en él se dispondrán sumideros separados según sea necesario por cálculo. Dichos sumideros serán colocados en la parte interior de las jardineras previstas.

Debido a que por debajo de nuestra estructura circula la Ronda Nord (CV-30) no es factible desaguar directamente a la zona inferior. Además existe el condicionante de trazado que indica que la pendiente longitudinal de nuestro puente es nula.

Por todo ello se ha decidido la colocación de dos canalizaciones longitudinales paralelas al eje del tablero en planta que con una pendiente del 1% conducirán el agua que los sumideros desagüen a los estribos para allí llevarla a la canalización general de la Ronda Nord.

### 1.3 CÁLCULO DEL NÚMERO DE SUMIDEROS

A continuación se va a detallar el cálculo realizado para cada subcuenca:

Lo primero de todo es determinar el caudal de referencia que es capaz de desaguar nuestro puente a partir de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CAIt}{300}$$

Siendo:

C Coeficiente medio de escorrentía de la superficie drenada

$$C = \frac{[(P_d / P_0) - 1][(P_d / P_0) + 23]}{[(P_d / P_0) + 1]^2}$$

P<sub>0</sub> Umbral de escorrentía para pavimentos urbanos, se puede tomar P<sub>0</sub> = 1 mm

A Área de la superficie drenada, en m<sup>2</sup>

I<sub>t</sub> Intensidad media de precipitación correspondiente a un retorno de 25 años y a un intervalo igual al tiempo de concentración T, en mm/h. Depende de los siguientes valores.

$$I_T = I_d \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - T^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}, \quad I_d = P_d / 24$$

$$T = 0.3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0.76} \geq 0.0833, \text{ en h}$$

I<sub>1</sub>/I<sub>d</sub> Ver figura 4.1 junta

P<sub>d</sub> Precipitación total diaria correspondiente al periodo de retorno considerado, en mm. Podrá tomarse de la publicación “*Máximas lluvias diarias en la España Peninsular (Ministerio de Fomento, DGC)*”

L Longitud del cauce principal, en m/m

J Pendiente media del cauce principal, en m/m



Figura 5.1- Mapa de isolinias de la península.

Las operaciones numéricas llevadas a cabo para el cálculo del caudal de referencia han sido las siguientes:

$$C = \frac{\left[\left(\frac{75}{1}\right) - 1\right] \left[\left(\frac{75}{1}\right) + 23\right]}{\left[\left(\frac{75}{1}\right) + 11\right]^2} = 0,908053$$

$$A = 69,05 * 9 = 621,45 \text{ m}^2$$

$$T = 0,3 \left( \frac{0,0045}{\frac{1}{1}} \right)^{0,76} = 0,0336 \text{ h} \geq 0,0833 \text{ h}$$

$$Id = \frac{75}{24} = 3,125 \text{ mm} \quad It = 3,125 * 11,5 \frac{28^{0,1} - 0,0833^{0,1}}{28^{0,1} - 1} = 139,88 \text{ mm/h}$$

$$Q = \frac{0,908053 * 621,45 * 139,88}{3000} = 28,413 \text{ l/s}$$

Una vez hallado el caudal de referencia será necesario el cálculo de  $Q_1$  y  $q_{max}$  los cuales se hallan de manera diferente dependiendo de si el tablero del puente posee o no pendiente longitudinal. En este caso nos encontramos ante un puente completamente horizontal y por lo tanto las operaciones para el cálculo final del número de sumideros en el puente,  $n_{min}$  serán las siguientes:

1. Necesidad definir la geometría del canal de desagüe. Figura 4.2

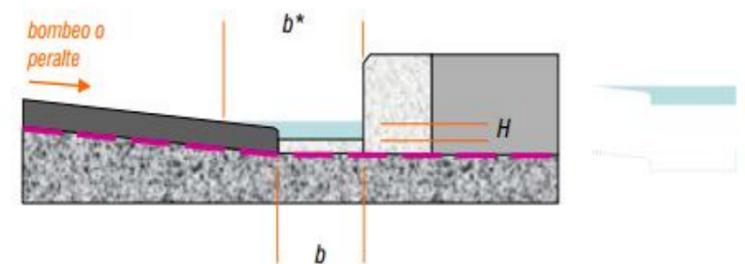


Figura 5.2- Geometría del canal de desagüe.

$b^*$ : Ancho de la lámina de agua

H: Altura de la lámina de agua

S: Superficie mojada

P: mojado

2. Cálculo de H, S y P (Figura 5.3)

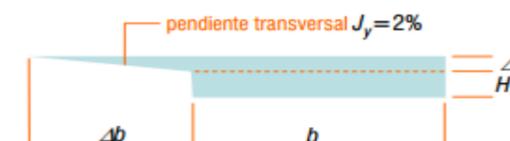


Figura 5.3- Detalle hidráulico.

Comenzaremos suponiendo que la lámina de agua alcanza su altura máxima admisible  $b^* = 30$  cm, determinando el correspondiente calado  $H = H_0 + \Delta H$ .

$$b^* = \Delta b + b = \left(\frac{\Delta H}{Jy}\right) + b$$

Despejando:

$$\Delta H = Jy(b^* - b) = 0,02 * (0,30 - 0,30) = 0,00$$

$$H = 0,02 + 0,00 = \mathbf{0,02\ m}$$

Mientras que para S y p tendremos:

$$S = b * (H_0 + \Delta H) + \frac{\Delta H^2}{2 * Jy} = \mathbf{0,0045\ m^2}$$

$$p = b + 2H_0 + \Delta b * [Jy + (1 + Jy^2)^{\frac{1}{2}}] = \mathbf{0,342\ m}$$

Una vez hallado los valores de H, S y P podemos proceder al cálculo de  $Q_1$ ,  $q_{mas}$  y  $V_{max}$ .

### 3. Cálculo de $Q_1$ , $q_{mas}$ y $V_{max}$

El cálculo de  $Q_1$  será diferente dependiendo del valor H obtenido, en este caso al tratarse de una  $H < 12$  cm se ha utilizado la fórmula del vertedero.

$$Q_1 = p * \frac{H^{\frac{3}{2}}}{60} = 34,00 * \frac{2,00^{\frac{3}{2}}}{60} = \mathbf{1,602\ l/s}$$

Siendo:

- $Q_1$  Capacidad de desagüe del sumidero horizontal
- P Perímetro exterior de la rejilla, en cm
- H Profundidad o calado del agua, en cm

Suponiendo de nuevo que la lámina de agua adopta la máxima anchura admisible  $b^* = 30$  cm, tendremos de nuevo:

$$H = 2,00\ \text{cm}$$

$$S = 0,0045\ \text{m}^2$$

$$Q_1 = 1,602\ \text{l/s}$$

Mientras que para el sumidero adoptado y el calado estimado, se cumple:

$$V_{max} = L_1 / [9 * (H + D)^{\frac{1}{2}}] = 42 / [9 * (2,00 + 3)^{\frac{1}{2}}] = \mathbf{2,087\ m/s}$$

$$q_{max} = V_{max} * S = 2,087 * 0,006 = \mathbf{12,52\ l/s}$$

Una vez calculados todos los parámetros tan solo queda hallar el número de sumideros que nuestro puente necesita de la siguiente manera:

$$n_{min} = Ent\left(\frac{Q}{q_{max}}\right) + 1 = Ent\left(\frac{28,413}{12,52}\right) + 1 = \mathbf{3\ sumideros}$$

Dependiendo del resultado de  $n_{min}$ , el cálculo del número de sumideros es diferente. En este caso:

$$n_{min} < 2 * \frac{Q}{Q_1} = \mathbf{36\ sumideros}$$

Por tanto el cálculo de sumideros es el siguiente:

$$n = Ent\left(2 * \frac{Q}{Q_1}\right) + 1 = Ent\left(2 * \frac{28,413}{1,612}\right) + 1 = \mathbf{36\ sumideros}$$

Por lo que necesitamos 36 sumideros en la calzada del puente para poder desaguar todo nuestro tablero de manera adecuada.

El mismo procedimiento llevado a cabo en la calzada se ha seguido para el cálculo de los sumideros en los arceles.

$$C = \frac{\left[\left(\frac{75}{1}\right) - 1\right] \left[\left(\frac{75}{1}\right) + 23\right]}{\left[\left(\frac{75}{1}\right) + 11\right]^2} = 0,908053$$

$$A = 69,05 * 2,5 = 172.625 \text{ m}^2$$

$$T = 0.3 \left( \frac{0,0025}{0,02^4} \right)^{0,76} = 0,00664 \text{ h} \geq 0,0833 \text{ h}$$

$$Id = \frac{75}{24} = 3,125 \text{ mm} \quad It = 3,125 * 11,5^{\frac{28^{0,1} - 0,0833^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} = 139,88 \text{ mm/h}$$

$$Q = \frac{0,908053 * 172,625 * 139,88}{3000} = 7,892 \text{ l/s}$$

Comenzaremos suponiendo que la lámina de agua alcanza su altura máxima admisible  $b^* = 30 \text{ cm}$ , determinando el correspondiente calado  $H = H_0 + \Delta H$ .

$$b^* = \Delta b + b = \left( \frac{\Delta H}{Jy} \right) + b$$

Despejando:

$$\Delta H = Jy(b^* - b) = 0,02 * (0,30 - 0,15) = 0,003 \text{ m}$$

$$H = 0,02 + 0,003 = 0,023 \text{ m}$$

Mientras que para S y p tendremos:

$$S = b * (H_0 + \Delta H) + \frac{\Delta H^2}{2 * Jy} = 0,003675 \text{ m}^2$$

$$p = b + 2H_0 + \Delta b * [Jy + (1 + Jy^2)^{\frac{1}{2}}] = 0,343 \text{ m}$$

El cálculo de  $Q_1$  será diferente dependiendo del valor H obtenido, en este caso al tratarse de una  $H < 12 \text{ cm}$  se ha utilizado la fórmula del vertedero.

$$Q_1 = p * \frac{H^{\frac{3}{2}}}{60} = 34,30 * \frac{2,3^{\frac{3}{2}}}{60} = 1,99 \text{ l/s}$$

Siendo:

- $Q_1$  Capacidad de desagüe del sumidero horizontal
- P Perímetro exterior de la rejilla, en cm
- H Profundidad o calado del agua, en cm

Suponiendo de nuevo que la lámina de agua adopta la máxima anchura admisible  $b^* = 30 \text{ cm}$ , tendremos de nuevo:

$$H = 2,3 \text{ cm}$$

$$S = 0,0045 \text{ m}^2$$

$$Q_1 = 1,99 \text{ l/s}$$

Mientras que para el sumidero adoptado y el calado estimado, se cumple:

$$V_{max} = L_1 / [9 * (H + D)^{\frac{1}{2}}] = 20 / [9 * (2,3 + 2)^{\frac{1}{2}}] = 1,072 \text{ m/s}$$

$$q_{max} = V_{max} * S = 1,072 * 0,003675 = 3,94 \text{ l/s}$$

Una vez calculados todos los parámetros tan solo queda hallar el número de sumideros que nuestro puente necesita de la siguiente manera:

$$n_{min} = Ent\left(\frac{Q}{q_{max}}\right) + 1 = Ent\left(\frac{7,892}{3,94}\right) + 1 = 3 \text{ sumideros}$$

Dependiendo del resultado de  $n_{min}$ , el cálculo del número de sumideros es diferente. En este caso:

$$n_{min} < 2 * \frac{Q}{Q_1} = 8 \text{ sumideros}$$

Por tanto el cálculo de sumideros es el siguiente:

$$n = Ent\left(2 * \frac{Q}{Q_1}\right) + 1 = Ent\left(2 * \frac{7,899}{1,86}\right) + 1 = 8 \text{ sumideros}$$

Por lo que necesitamos 8 sumideros en una acera del puente para poder desaguar todo nuestro tablero de manera adecuada.

#### 2.4 DEFINICIÓN GRÁFICA DE LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA.

Se muestra un croquis donde se indica en planta la situación de los sumideros a disponer en el puente. (Figura 4.4) Y además se muestra un croquis individual de los sumideros que finalmente se han optado.

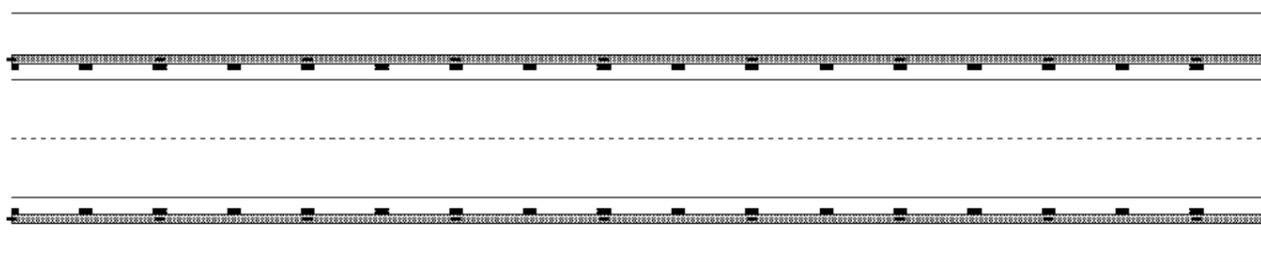


Figura 4.4- Croquis en planta.

Finalmente se han dispuesto 9 sumideros en las aceras en vez de 8 para realizar el mínimo número de perforaciones del desagüe inferior, por tanto realizar conjuntamente el de la calzada con el de la acera.

Para la elección de los imbornales seleccionados se han usado dos tipos de catálogos *Fundición dúctil*, *Fábregas* y *Fundición Maceda*. Dentro de los catálogos los imbornales se encuentran clasificados según la norma UNE-EN-124. La clase de imbornales necesarios para nuestro proyecto están ubicados dentro del grupo D400 (Carga a rotura 40 T, para zonas de circulación pesada y normal).

A continuación se muestra el croquis acotado de ambos imbornales.

- Imbornal de calzada (Figura 4.5)

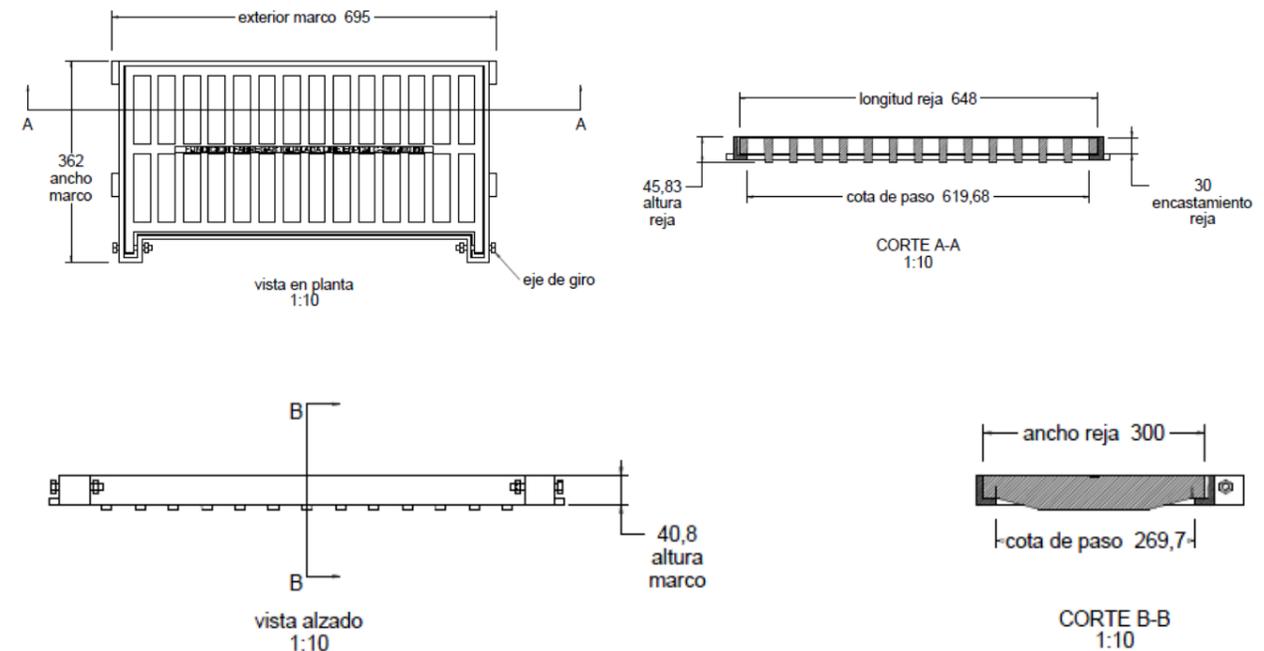


Figura 5.5- Imbornal de calzada.

- Imbornal de acera (Figura 4.6)

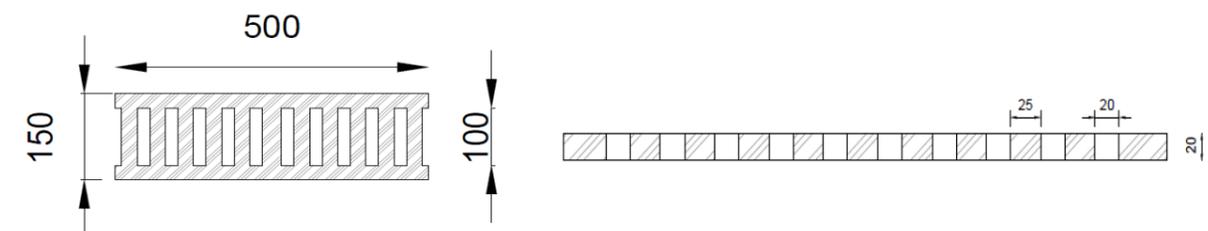


Figura 5.6- Imbornal de acera.

A continuación se procede a explicar el cálculo con el que se ha dimensionado la canalización de dichas aguas pluviales hasta los estribos del propio puente, tal y como se ha comentado en la introducción de este anexo.

Para ello se ha utilizado un programa ofrecido por el ayuntamiento de Valencia para el dimensionamiento de estas canalizaciones cuyo nombre es “Valencia.exe”.

Para el dimensionamiento será necesario introducir los siguientes datos:

- Área del puente en hectáreas (Ha)
- Número de tramos aguas arriba
- Longitud en superficie (m)
- Diámetro de la tubería
- Pendiente de la tubería
- Número de Manning

Con estos datos el programa nos da el diámetro óptimo de diseño y el valor de diámetro comercial más cercano.

Por tanto el diámetro comercial necesario para desaguar nuestro puente es de 0.4 m de diámetro.

## ANEXO 2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

### 1.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de este anexo es la definición geotécnica del terreno, así como, el cálculo geotécnico con dichas condiciones de las cimentaciones de los estribos y pilas. El presente anexo está basado en el anexo geológico-geotécnico que se ejecutó para el proyecto general de la construcción de la Ronda Nord de Valencia. Dicho informe incluye la descripción geotécnica del terreno así como los ensayos realizados para la determinación del mismo.

### 1.2. DESCRIPCIÓN DEL TERRENO.

Como posteriormente se detalla en el anejo geológico y geotécnico el terreno sobre el que tenemos que cimentar los estribos y pilas de nuestro puente distan de ser los mejores para ello, por ello, en nuestro puente nos interesará acudir a la solución que menos reacción vertical genere sobre el terreno; dado que las cargas que debe resistir el puente son las que son deberemos ir a soluciones que disminuyan el peso propio de la estructura para evitar un elevado coste en la cimentación del mismo.

El terreno que nos encontramos según el sondeo que se ha realizado al lado de la posición del estribo Norte del puente es el siguiente:

En primer lugar describiremos el subsuelo desde el punto de vista geológico para después comentar sobre el nivel freático y acabar con una descripción geotécnica de todos y cada uno de los estratos obtenidos de un sondeo realizado por la empresa “Grupo de ingeniería y arquitectura S.L.”.

#### 1.2.1 DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.

La ciudad de Valencia se halla emplazada sobre depósitos de la edad cuaternaria (pleistoceno superior), situados dentro de una amplia llanura prelitoral.

La formación cuaternaria en la vertical de la ciudad presenta características típicamente deltaicas y se ha formado, fundamentalmente, por las aportaciones del río Turia en sus tramos más bajos. Según estas aportaciones se hayan producido en épocas de mayor a menor actividad hidráulica, la granulometría de los sedimentos varía sensiblemente, pudiéndose encontrar desde arcillas y/o limos con porcentajes de finos incluso superiores al 85%, hasta gravas e incluso bolos de más de 15cm de diámetro.

Una característica del río Turia era la de presentar rápidas y violentas crecidas alternando con épocas de mayor tranquilidad hidráulica, lo que, unido a las oscilaciones del nivel del mar durante el Pleistoceno, han producido en el subsuelo una alternancia varias veces repetida de capas, arenas, limos y arcillas, en las que lo normal es la gran erraticidad vertical y horizontal de estos lechos y el que el paso de una capa a otra se realice de una forma gradual, es decir, sin una superficie clara de separación.

Además, la antigua existencia de numerosos brazos del río que atravesaban la ciudad con cauces divagantes y, por supuesto, trasdoses distintos del actual, en lo que esto conlleva de excavación de nuevos lechos y su posterior relleno, bien de forma natural, bien de manera artificial, vienen a distorsionar aún más si cabe la estratigrafía del subsuelo.

Esta información prevista ha sido confirmada plenamente con los reconocimientos efectuados mediante el sondeo mecánico.

#### 1.2.2 NIVEL FREÁTICO.

En el S-1 realizado para la estructura E – 7 se ha podido diferenciar la presencia del nivel freático a una profundidad de 18,000 metros respecto de la boca del sondeo. Contamos con ensayos de laboratorio de las aguas freáticas del sondeo S – 2 en la estructura E-1, cuyos resultados vienen recogidos a continuación:

ENSAYO	RESULTADO
<b>Sulfatos (mgSO<sup>2</sup><sub>4</sub>/l)</b>	492
<b>Valor de PH</b>	7,0
<b>Residuo seco (mg/l)</b>	1473,0
<b>Magnesio (mgMg<sup>2+</sup>/l)</b>	7,8
<b>Dióxido de carbono agresivo (mgCO<sub>2</sub>/l)</b>	-
<b>Ión Amonio (mgNH<sup>+</sup><sub>4</sub>/l)</b>	0,14

Tabla 5.1- Propiedades del agua ensayadas.

### 1.2.3 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS TERRENOS.

Nivel 0. Terreno vegetal. (0.00 – 1.50 m): Se detecta como nivel más superficial y se compone de arcillas limosas de color marrón oscuro.

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos, se han de tomar con precaución porque al tratarse de una zona de terreno vegetal podría presentar una variabilidad horizontal y en profundidad importante:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\varphi=25^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=1.7 \text{ t/m}^3$

Nivel A. Limos arcillosos (1.50 -7.70 m): Este nivel se detecta por debajo del anterior y está compuesto por limos arcillosos con abundantes nódulos carbonatados. A mura la cantidad en arcilla aumenta y presenta algunas zonas más carbonatadas.

Se tomó una muestra inalterada (MI) para su posterior ensayo en laboratorio, los resultados más significativos vienen recogidos en la tabla resumen adjunta:

Sondeo	Prof	Clasif	% pasa UNE 5	% pasa UNE 0.08	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad	Humedad	$\gamma$ ( gr/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )
<b>S-1</b>	3.00	CL	88.93	72.28	23.7	14	9.7	11.4	2.08	1.87

Tabla 5.2- Características del terreno del estrato A.

Se trata de materiales de baja plasticidad como bien se deduce en los límites de Atterberg, con un contenido en finos relativamente bajo (pasa por el tamiz 200) un 72.28%, debido a la elevada cuantía de nódulos y matriz limo arenosa.

En tanto a las características de estados de los limos, destacar que las humedades naturales resultan inferiores al límite plástico (comportamiento semisólido). Destaca que no presentan estas arcillas limosas una estructura interna cerrada con densidades secas superiores a  $1 \text{ tn/m}^3$ .

En tanto a la consistencia de estos finos, por una parte contamos con los resultados obtenidos de las pruebas dinámicas realizadas, con SPT comprendidos entre 16 y 17 golpes.

En el laboratorio se llevaron a cabo dos ensayos de compresión simple con una resistencia de  $0.56 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.97 \text{ kg/cm}^2$  con deformaciones del 1.4 y 4.7% respectivamente lo que indica una rotura frágil de la pieza.

También contamos con un ensayo edométrico del cual se deduce que se trata de unas arcillas normalmente consolidadas, se han obtenido módulos de deformación edométricos para el escalón de carga de  $2\text{-}4 \text{ kg/cm}^2$  de  $110 \text{ kg/cm}^2$  que se corresponden con un módulo de deformación efectivo de  $82 \text{ kg/cm}^2$ . Valores que se corresponden con las expresiones del módulo de deformación en función de la resistencia a corte sin drenaje  $E'=130 \cdot c_u \approx 110 - 130 \text{ kg/cm}^2$ .

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\varphi=25^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=1.7 \text{ t/m}^3$
- Resistencia a compresión simple:  $q_u=1.80 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$
- Modulo de deformación efectivo:  $E'=110 - 130 \text{ kg/cm}^2$

Nivel B. Costra carbonatada, gravas y limos con cantos (7.70 – 12.80 m) Este nivel se detecta por debajo del anterior y está compuesto por alternancias de costras calcáreas carbonatadas, con niveles de gravas y limos con cantos. Los clastos son poligénicos, y subredondeados. Se trata de un nivel de comportamiento granular de compacidad muy densa como bien refleja el golpeo obtenido en los SPT con valores en su totalidad de rechazo.

A continuación se detallan las profundidades alcanzadas por los dos subniveles:

Sondeo	Profundidad	Litología
S-1	7.70 – 8.20	Costra Carbonatada
	8.20 – 10.20	Gravas
	10.20 – 11.50	Limos con cantos
	11.50 – 12.80	Costra Carbonatada

Tabla 5.3- Características del terreno en el estrato B.

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\phi=40^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.2 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=2.0 \text{ t/m}^3$

Nivel C. Arenas limosas / limos arenosos. (12.80 – 15.50 m) Es el siguiente nivel en ser detectado y se compone de arenas limosas a techo y de limos arenosos a muro.

Se ensayó una muestra alterada a este nivel, quedando encuadrada la misma como una arena limosa del tipo SM según Casagrande, con un contenido en finos (pasa por el tamiz 200, un contenido de 45.07%). No presenta estados de consistencia (IP = 0)

Los SPT de este nivel, oscilan entre mínimos de 21 golpes y máximos de 36, valor que se asocia a una compacidad densa.

A partir de la clasificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\phi=32-33^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0 \text{ kp/cm}^2$
- Densidad aparente:  $\gamma=2.1 \text{ t/m}^3$
- Densidad seca:  $\gamma_d=1.9 \text{ t/m}^3$

Nivel D. Gravas arenosas (15.50 – 18.80 m) Por debajo de los limos arcillosos se detecta un nivel de gravas con matriz arenosa en el que se intercalan tramos más arenosos. En tanto a la compacidad de este nivel de gravas, indicar que no se puede considerar como representativo el SPT realizado con un  $N_{30}=4$  golpes, previsiblemente este valor que se considera anómalo se debe a la zona de oscilación del nivel freático ( $\approx 18.00 \text{ m}$ ).

Nivel E. Arcillas limosas con nódulos y cantos (18.80 – 30.50 m) Siguiendo con las alternancias de niveles cohesivos y granulares, encontramos un nivel de arcillas limosas con una cuantía de concrecciones calcáreas y cantos de grava intercalados en la matriz, las arcillas presentan una plasticidad baja del tipo CL, los resultados más sinificativos se presentan en la siguiente tabla:

Sondeo	Prof.	Clasif.	% pasa UNE 0.08	% pasa UNE 5	LL	LP	IP	Humedad (%)	Densidad Aparente	Densidad Seca
S - 1	21.00	CL	56.58	72.31	40.8	22.2	18.6	23.1	2.08	1.69
	24.00	CL	81.16	96.47	36.2	17.8	18.3	18.2	2.14	1.81
	27.00	CL	55.69	94.82	23.9	15.8	8.1	18.4	2.09	1.77

Tabla 5.4- Características del terreno en el estrato E.

En lo que respecta a la consistencia de las mimas, los SPT realizados reflejan una consistencia firme con  $N_{30}$  mínimos de 9 – 17 en las zonas con menor cuantía de cantos hasta máximos de prácticamente rechazo en las zonas carbonatadas (Valor medio de 39 golpes). De las compresiones simples se deduce una consistencia media-firme con  $q_u$  comprendidas entre 0.65 – 2.75 kg/cm<sup>2</sup> (Valor medio de 1.70 kg/cm<sup>2</sup>).

Nivel F. Gravass arenosas densas y calizas brechoides (30.50 – 38.30 m). Nivel de gravas redondeadas en matriz limosa, que apoyan sobre unas calizas brechoides.

Sondeo	Profundidad	Litología
S - 1	30.50 – 34.55	Gravas limosas
	34.55 – 38.30	Calizas brechoides

Tabla 5.5- Características del terreno en el estrato F.

Las muestras ensayadas en este nivel de gravas limosas, quedan encuadradas en el grupo GM según Casagrande con un contenido en finos superior al 12%. En general estas gravas presentan una compacidad media-densa con SPT que oscilan entre mínimos de 19 y máximos de 30 golpes. A partir de los 34.55 m se diferencia un nivel de calizas brechoides.

A partir de la identificación de visu de los testigos de sondeo se pueden considerar los siguientes parámetros geotécnicos:

- Ángulo de rozamiento efectivo:  $\varphi=38^\circ$
- Cohesión efectiva:  $c'=0.0$  kp/cm<sup>2</sup>
- Densidad aparente:  $\gamma=2.2$  t/m<sup>3</sup>
- Densidad seca:  $\gamma_d=2.0$  t/m<sup>3</sup>

Nivel G. Arcillas limosas carbonatadas muy firmes (38.30 – 40.50 m). El último nivel diferenciado en la serie lo constituye unas arcillas limosas carbonatadas (margas), que presentan una consistencia muy firme.

#### 1.2.4 AGRESIVIDAD DE LOS SUELOS A LOS HORMIGONES

Se han realizado varios ensayos de agresividad de los suelos a los hormigones de las cimentaciones, registrándose contenidos del ión sulfato inferiores a 2000 mg/kg SO<sub>4</sub><sup>-</sup> que es el límite inferior que establece la EHE para considerar un suelo como agresivo en la tabla 8.2.3.b.

#### 1.3 CÁLCULO GEOTÉCNICO DE LAS CIMENTACIONES.

El cálculo geotécnico de las cimentaciones se ha llevado a cabo distinguiendo entre dos tipos de cimentaciones, por un lado, las de los estribos, que dada la información que tenemos se han tomado idénticas para los dos estribos. En cambio, la cimentación de la pila central es distinta ya que los esfuerzos que debe soportar dicha cimentación son muy superiores a los de los estribos.

En primer lugar, se ha comenzado dimensionando la cimentación de los estribos, para ello es necesario conocer los esfuerzos que van a solicitar a dicha cimentación que se resumen en la siguiente tabla:

Esfuerzos	
V [kN]	1050
HI [kN]	63,678
Hb [kN]	3,979
MI [kNm]	597.11
Mb[kNm]	0

Tabla 5.6- Esfuerzos que solicitan a la cimentación.

Una vez conocidos los esfuerzos se va a ejecutar un predimensionamiento manual para llegar a la solución óptima posteriormente con el cype 2013. Dicho predimensionamiento nos servirá para determinar el tipo de cimentación a colocar.

Acometemos, por tanto, el cálculo de la cimentación superficial por tratarse del tipo de cimentación más económico, es decir, dispondremos de una zapata corrida. Para ello, calculamos en primer lugar las características del estrato equivalente, ya que, como el terreno está estratificado cada uno de ellos tiene unas propiedades diferentes. Esto se realiza conforma a la guía de cimentaciones para obras de carretera publicada por el Ministerio de Obras Públicas. Se han utilizado las siguientes expresiones:

	$\gamma$ (aparente)	$\gamma$ (seca)	$\phi$	c
Estrato equivalente	2,092142857	1,847857143	33,14285714	0

Tabla 5.7- Propiedades del estrato equivalente.

Antes del cálculo de la carga de hundimiento es necesario definir las características geométricas de la cimentación. El ancho considerado ha sido de 5.5 metros y una profundidad de cimentación de 3.5 metros por debajo de la rasante. La otra dimensión de la zapata no es necesaria por tratarse de una zapata corrida. Dichas magnitudes se indican en la siguiente figura:

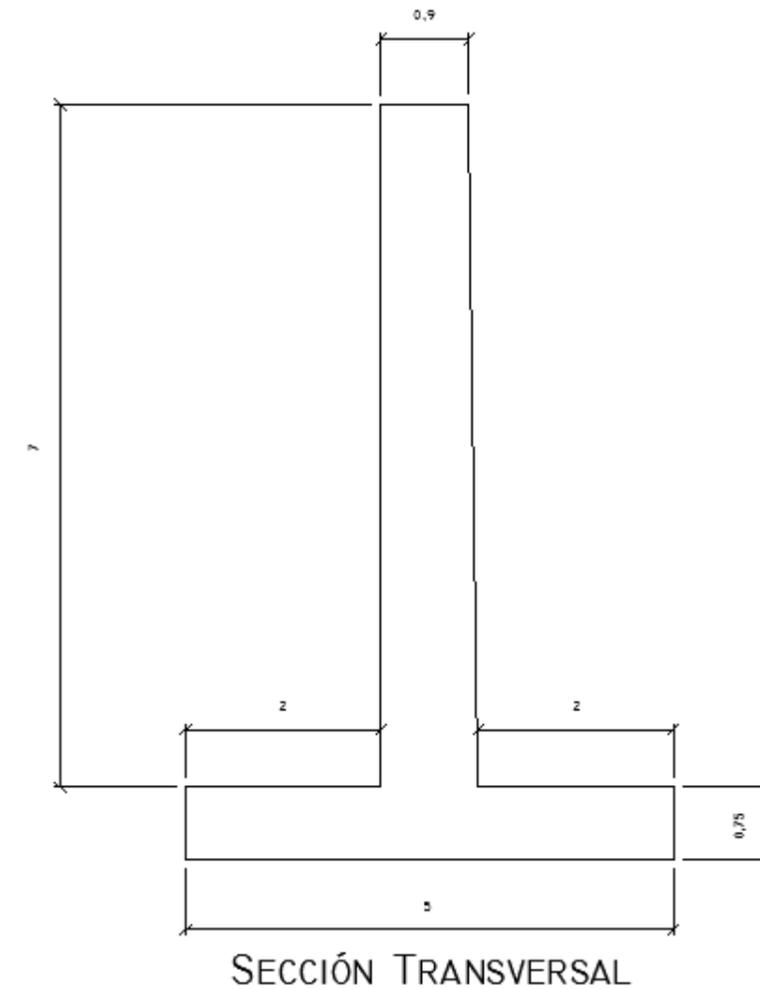


Figura 5.7- Definición geométrica de estribo.

Ahora ya se está en disposición de calcular todos los parámetros necesarios para la determinación de la carga de hundimiento mediante la expresión de Brich-Hanssen que se detalla a continuación:

$$q_h = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

Dónde:

C	Cohesión de cálculo.
Q	Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimiento.
Qh	Presión vertical de hundimiento.
$\gamma$	Peso específico del terreno.
Nq, Nc, Ng	Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.
Dq, iq, sq	Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia a corte local del terreno situado en el plano de apoyo, la inclinación de la carga y la forma de la cimentación. Los subíndices q, c y $\gamma$ indican en cuál de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

Ahora se pasa a describir las expresiones que proporciona la guía de cimentaciones para el cálculo de cada uno de los coeficientes anteriores. En primer lugar, los factores de capacidad de carga:

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \varphi}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

Para el cálculo de situaciones de corto plazo el valor de dichos coeficientes es de:

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5,14$$

$$N_\gamma = 0$$

Ahora pasamos a calcular las expresiones de los coeficientes de forma.

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

$$s_c = \frac{N_q \cdot s_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

Para el cálculo de situaciones de corto plazo el valor de dichos coeficientes es de:

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

A continuación, se calculan los coeficientes de inclinación:

$$i_q = \left(1 - \frac{P}{Q' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \operatorname{tg}^{-1} \varphi}\right)^m$$

$$i_c = i_q \cdot \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{P}{Q' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \operatorname{tg}^{-1} \varphi}\right)^{m+1}$$

Para el cálculo de situaciones de corto plazo el valor de dichos coeficientes es de:

$$i_q = 1$$

$$i_c = 1 - \frac{P}{c \cdot B' \cdot L' \cdot N_c}$$

$$i_\gamma = 1$$

Por último, se calculan los factores de profundidad con las siguientes expresiones:

$$d_c = d_q \cdot \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi (1 - \text{sen} \varphi)^2 \cdot \left(\frac{D}{B'}\right)$$

$$d_\gamma = 1$$

Utilizando los valores anteriormente presentados para el cálculo de estos coeficientes resultan los valores que se muestran a continuación:

<u>Largo plazo</u>		<u>Corto plazo</u>	
<b>Nq</b>	26,54216158	Nq	1
<b>Nc</b>	39,11760665	Nc	5,14
<b>N<math>\gamma</math></b>	33,35592713	N $\gamma$	0
<u>Largo plazo</u>		<u>Corto plazo</u>	
<b>dq</b>	1,269398447	dq	1
<b>dc</b>	1,279945654	dc	2,3625635
<b>d<math>\gamma</math></b>	1	d $\gamma$	1
<u>Largo plazo</u>		<u>Corto plazo</u>	
<b>iq</b>	0,329155976	iq	1
<b>ic</b>	0,302891793	ic	0
<b>iy</b>	0,260584798	iy	0
<u>Largo plazo</u>		<u>Corto plazo</u>	
<b>sq</b>	1,995165783	sq	1,99516578
<b>sc</b>	1,995165783	sc	1,99516578
<b>s<math>\gamma</math></b>	0,56	s $\gamma$	0,56

Tabla 5.8- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Calculando la resistencia al hundimiento máxima con la expresión mostrada al inicio de dicho apartado resulta de 167.1139 kN/m<sup>2</sup>.

La presión que solicita a la cimentación se calcula como la fuerza vertical dividida por el área de cimentación efectiva. Los parámetros efectivos B\* y L\* se calculan con las expresiones que siguen a continuación:

$$B^* = B - 2 \cdot e_l$$

$$L^* = L - 2 \cdot e_B$$

Donde:

$$e_l = V / Hl$$

$$e_B = V / hb$$

Calculando dichas expresiones con los valores particulares de nuestro proyecto, la presión de cálculo resultante es de 64.18 kN/m<sup>2</sup>. Y, por tanto, el coeficiente de seguridad que se obtiene es de 2,6037. Este factor de seguridad supera el exigido por la guía de cimentaciones para obras de carretera de 2.60.

A continuación, se calcula el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de la cimentación, para ello, se debe calcular en primer lugar la resistencia de la cimentación propuesta al deslizamiento con la siguiente expresión obtenida de la guía de cimentaciones:

$$F_d = \frac{V \cdot \text{tg} \varphi_c + B^* \cdot L^* \cdot C_c + R}{H}$$

Donde:

V Resultante vertical efectiva.

H Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación.

B\*, L\* Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente.

$\Phi_c, C_c$  Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de cimentación con el terreno.

R Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H.

En nuestro caso el valor de  $F_d$  es de 685.60 kN. El valor de cálculo de las acciones horizontales se define como la suma de la proyección de las fuerzas horizontales de forma que la resultante tenga el mayor módulo factible. Por tanto, aplicando este criterio a nuestro cimiento resulta una fuerza de deslizamiento horizontal de 63.80 kN. El factor de seguridad para esta comprobación es de 10.745 que cumple sobradamente el límite establecido por la guía de cimentaciones para obras de carretera.

Se continúa con la comprobación frente al vuelco. Dicha comprobación es especialmente importante en el caso de los estribos de puente dado que el terreno puede producir un importante empuje que produzca el vuelco sobre la arista más alejada del trasdós. Para ello, se calcula en primera instancia el empuje que generan las tierras en el trasdós del estribo. Se toma que el material de relleno es de las mismas características que el que había en origen.

El empuje absoluto sobre el trasdós del estribo se calcula como el área del triángulo de presiones que forma y, además, la resultante se produce a un tercio de la altura del estribo, incluida la cimentación.

Para el cálculo del triángulo de presiones es necesario calcular el coeficiente de empuje activo calculado como:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} = 0,6465$$

El triángulo de presiones generado en el trasdós del estribo se representa en el siguiente gráfico:

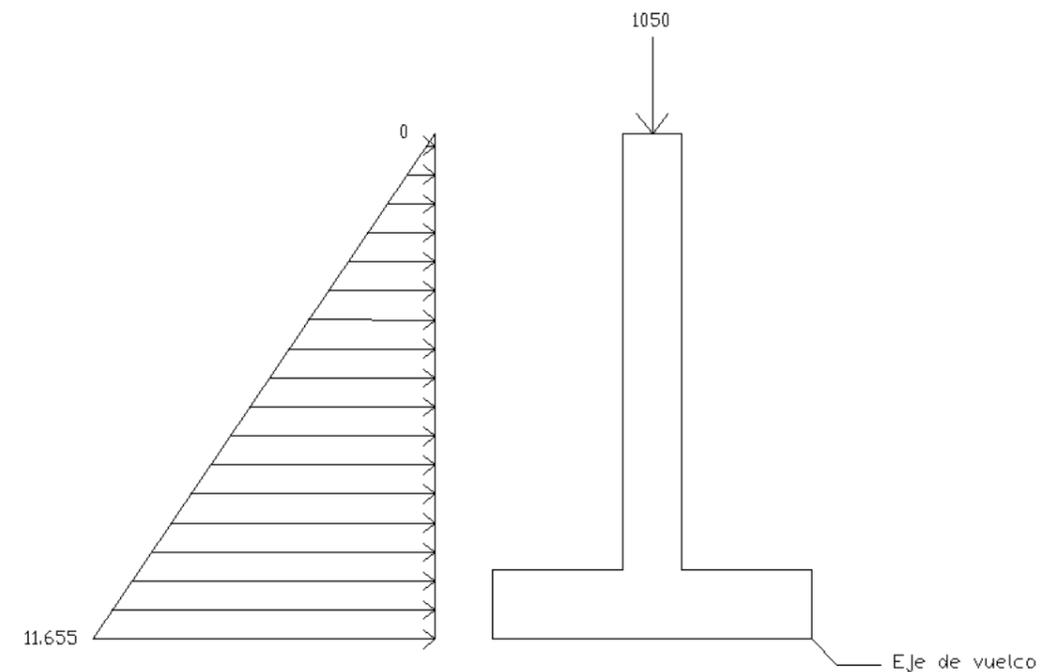


Figura 5.8 – Fuerzas susceptibles de volcar el estribo.

De este modo, la fuerza resultante del empuje activo del terreno es de 190.3125 kN aplicada a 2.90 metros de la base de la cimentación. Por tanto, el momento volcador que genera es de 551.91 kNm.

Por otro lado, el momento estabilizador que genera la fuerza vertical es de 2625 kNm. Por tanto, el factor de seguridad que obtenemos tras esta comprobación es de 4.75 que cumple sobradamente con los requisitos que impone la guía de cimentaciones.

La última comprobación que se debe efectuar es la del asiento esperado, esta comprobación de no cumplirse generaría un desnivel entre la estructura y el estribo produciendo una irregularidad en el firme y comprometiendo la funcionalidad de la misma.

Por desconocimiento del módulo de elasticidad de los diferentes estratos que componen el terreno se lleva a cabo la comprobación mediante el apartado 4.8.4 de la guía de cimentaciones para obras de carretera. Dicho apartado trata los asientos mediante expresiones experimentales iniciados por Burland y Burbidge. La expresión que se propone para el cálculo de los asientos es la siguiente:

$$s_c = z \cdot \frac{1.7}{N^{1.4}} \cdot \left( \frac{1.25L^*}{L^* + 0.25B^*} \right)^2 \cdot \frac{p}{p_0} \cdot f_s$$

Donde:

$S_c$	Asiento bajo el centro de área cargada después de aplicar la carga $p$ .
$Z$	Profundidad de referencia, calculada a continuación.
$L^*, B^*$	Dimensiones de la cimentación rectangular equivalente.
$N$	Valor promedio del índice $N$ del ensayo SPT.
$P$	Presión de cálculo.
$P_0$	Presión de referencia. Se toma igual a 1 MPa.
$F_s$	Factor de minoración por espesor de la capa de arena.

La profundidad de referencia se calcula con la siguiente expresión:

$$z = L_0 \cdot \left( \frac{B^*}{L_0} \right)^{0.75} = 3.02$$

De los resultados de los ensayos se toma como valor medio del ensayo SPT, entre las profundidades del plano de cimentación y de 3.02 metros, 17 golpes ya que ambos se encuentran en el estrato A.

Según la guía de cimentaciones para obras de carretera como presión de cálculo se adopta el siguiente valor:

$$p = p_v - \frac{2}{3} p_c, \text{ cuando } p_v > p_c$$

$$p = \frac{1}{3} p_v, \text{ cuando } p_v < p_c$$

Se supone el terreno normalmente consolidado y se toma  $p_c = 0$ . Dado que no se tiene constancia de que exista un estrato rígido o indeformable en el terreno no se tendrá en cuenta el efecto minorador que se podría generar. Entrando con todos estos valores en la expresión inicial el valor del asiento resulta de 0.58 cm de asiento que es menor de los 2.5 cm que recomienda la guía de cimentaciones para obras de carretera.

Tras el cálculo manual de la cimentación se ha recurrido al software comercial de cype 2013 para el cálculos de muros en ménsula que es lo que tenemos en los estribos.

Una vez se ha calculado la cimentación superficial que se colocará en los estribos se va a calcular la cimentación que colocaremos en la pila central del puente. Esta pila soporta una mayor carga que los estribos y, además, dada su configuración geométrica dispone de una menor área para repartir las tensiones. Por ello, se ha determinado una solución mediante cimentación profunda que limitará el tamaño de la cimentación.

Se propone una cimentación mediante 4 pilotes situados dos a dos situados debajo de cada enlace entre el alzado de las pilas y el encepado de la cimentación. Se indica en la siguiente figura la geometría de la misma:

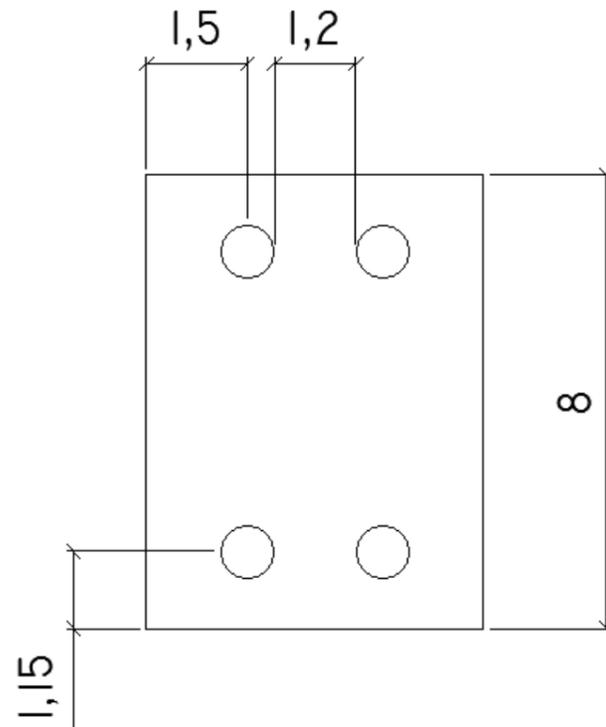


Figura 5.9 – Planta del encepado de la cimentación profunda.

En primer lugar se comprobará la condición de no hundimiento de la cimentación, para ello se lleva a cabo el cálculo del valor de resistencia unitaria por fuste y por punta de los pilotes para determinar la carga de hundimiento de la cimentación.

Los siguientes cálculos se han basado en el informe geológico y geotécnico del proyecto original de construcción de la Ronda Nord. Empezaremos calculando por el estrato A compuesto por limos arcillosos o arcillas limosas.

En primer lugar, se ha calculado mediante el método basado en el SPT. En este estrato compuesto por arcillas este método no tiene validez, no obstante, se puede utilizar como valor orientativo.

$$\tau_f = 2 \cdot N_{30} = 2 \cdot 17 = 34 \text{ kPa.}$$

Ahora se calcula mediante el modelo de Mohr-Coulomb que es el recogido en la guía de cimentaciones para obra de carretera que se utiliza para todo el cálculo de las cimentaciones del puente. Dicho modelo se basa en la siguiente expresión:

$$\tau_f = c_u \cdot \frac{p_0}{p_0 + c_u}$$

Donde:

$P_0$  Valor de la presión de referencia que se toma como 1 MPa.

$C_u$  resistencia a corte estimada como  $N_{30}/16$  que resulta  $1 \text{ kg/cm}^2$ .

Aplicando estos datos resulta un valor de  $\tau_f$  de  $0,50 \text{ kg/cm}^2$ .

Se pasa ahora al estrato B compuesto por gravas arenosas densas parcialmente cementadas. Utilizando el método de Mohr-Coulomb se obtiene lo siguiente:

$$\tau_f = K_0 \cdot tg \delta \cdot \sigma'_v = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

Se analiza a continuación lo estratos C y F que por tratarse de estratos similares se analizan de manera única.

$$\tau_f = c_u \cdot \frac{p_0}{p_0 + c_u}$$

La resistencia a corte se ha estimado a partir de las siguientes expresiones:

$$C_u = \frac{N_{30}}{16} = \frac{39}{16} = 2,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_u = \frac{q_u}{2} = \frac{1,70}{2} = 0,85 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, tomaremos como resistencia a corte la media de las dos anteriores que resulta de  $1,64 \text{ kg/cm}^2$ .

En este nivel, además, se calcula la resistencia unitaria por punta según el modelo de Mohr-Coulomb con la siguiente expresión:

$$q_p = N_c \cdot c_u = 16,75 \frac{kg}{cm^2}$$

Por último, se calculan los estratos D y F. Gravillas arenosas muy densas, parcialmente cementadas. Utilizando el criterio de Mohr-Coulomb se obtiene una resistencia por fuste de  $0,90 \text{ kg/cm}^2$ .

No es necesario el cálculo de la resistencia por punta de estos estratos ya que el pilote se va a apoyar en el estrato E por la profundidad del mismo.

Todos estos valores de resistencia por punto y por fuste se resumen en la siguiente tabla:

Estrato	Prof. inicial [m]	$\tau$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_p$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
A	1,5	0,5	-
B	7,7	0,8	-
C	12,8	0,6	16,75
D	15,5	0,9	-
E	18,8	0,6	16,75
F	30,5	0,9	-

Tabla 5.9 – Valores de resistencia por fuste y por punta en cada uno de los estratos.

A continuación, dado que tenemos un grupo de pilotes se debe calcular las características del pilote equivalente con el cual se calculará la cimentación profunda. Dicho pilote debe envolver tangencialmente a los 4 pilotes propuestos como indica la siguiente figura:

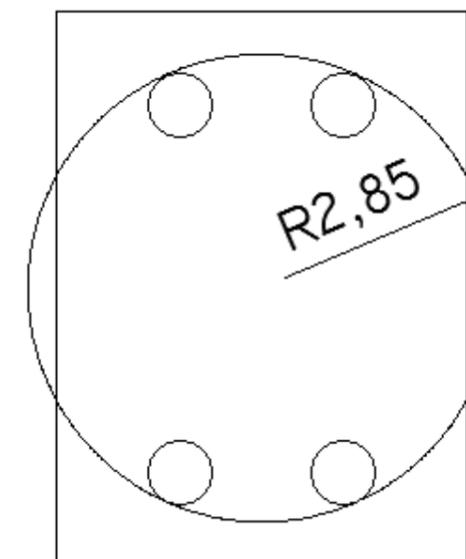


Figura 5.10 – Dimensiones del pilote equivalente.

La longitud del pilote equivalente es la misma que la del resto de pilote, es decir, 20 metros. Como contorno del pilote virtual se considerará el correspondiente a la sección antes indicada y sobre él se aplicará la resistencia por el fuste. Por último, el peso del pilote virtual se toma como la suma de los pesos de los pilotes y el del terreno dentro del grupo.

Ahora ya se está en disposición del cálculo de las comprobaciones necesarias para chequear el correcto funcionamiento geotécnico de la solución adoptada.

Se comienza con el chequeo de la condición de hundimiento. Para ello es necesario calcular la carga máxima de hundimiento que puede soportar dicha cimentación. Que se calcula con la siguiente expresión:

$$q_h = q_f + q_p$$

Donde:

$Q_h$	Carga de hundimiento del grupo de pilotes.
$Q_f$	Resistencia total del grupo de pilotes por fusta.
$Q_p$	Resistencia total del grupo de pilotes por punta.

El cálculo de la resistencia por fuste se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_f = q_f \cdot A_f = q_f \cdot \pi \cdot D_{ef} \cdot L$$

Donde:

$q_f$	Resistencia por fuste unitaria de cada estrato.
$D_{ef}$	Diámetro equivalente del grupo de pilotes.
$L$	Longitud de cada uno de los estratos.

Aplicando los datos anteriormente mostrados la carga que soporta el grupo de pilotes por fuste resulta de 23150 kN.

Por otro lado se calcula la resistencia por punta del grupo de pilotes, dado que está en el estrato E se calcula con la resistencia unitaria por punta. Multiplicando el área del pilote por la resistencia por punta se obtiene una resistencia por punta de 45794 kN. Obtenemos, por tanto, una resistencia total de 68944,73 kN.

El esfuerzo que solicita la sección es de 12540 kN. Este dato se obtiene como reacciones del modelo tridimensional de las pilas.

Por tanto, el factor de seguridad frente al hundimiento es de 5,3575 que cumple los límites exigidos por la guía de cimentaciones para obras de carretera.

A continuación, se comprueba la condición de asiento de la cimentación mediante la siguiente expresión proporcionada por dicha guía:

$$K_v = \frac{N_p}{s} = \frac{1}{\left(\frac{D}{40 \cdot Q_h} + \frac{L_c}{A \cdot E}\right)}$$

Donde:

$K_v$	Rigidez vertical del pilote equivalente.
$N_p$	compresión vertical del pilote.
$S$	asiento del pilote equivalente
$D$	Diámetro del pilote
$Q_h$	carga de hundimiento
$L_c$	longitud de cálculo.
$A$	área de la sección transversal del pilote
$E$	módulo de elasticidad del pilote.

Utilizando los datos que se han presentado en el documento se halla el valor del asiento de 1,4 centímetros. Que cumple con las especificaciones marcadas por la guía de cimentaciones.

Por último, se va a calcular el tope estructural de la cimentación profunda. Se calcula con la siguiente expresión:

$$T_e = A \cdot \frac{\sigma_k}{F_e}$$

Utilizando un factor de seguridad de 2. El tope estructural de la cimentación es de 16493,36 kN.

Por tanto, nuestra cimentación cumple con todas las comprobaciones necesarias para su disposición en obra.

## ANEXO 3. ESTUDIO DE TRÁFICO

### 4.1 INTRODUCCIÓN.

El presente anejo tiene por objeto determinar el número de vehículos que circularán por el paso superior sobre la CV-30 (Ronda Nord), concretamente en la avenida de Burjassot, en el año de puesta en servicio de la misma, con el fin de calcular la categoría de tráfico pesado en la que podemos incluir la actuación con vistas al dimensionamiento del firme.

Se conocen las IMD desde el mes de abril del año 2013 hasta el mes de abril del 2014 en esta zona en concreto, cuyos valores son los siguientes:

- Abril 5877
- Mayo 6366
- Junio 6471
- Julio 5859
- Agosto 4045
- Septiembre 6189
- Octubre 6289
- Noviembre 6272
- Diciembre 6295
- Enero 6151
- Febrero 6622
- Marzo 6079
- Abril 5797

Debido a que en los meses de julio, agosto, septiembre y octubre del año 2013 y de años anteriores, la media de los valores de la IMD son inferiores al resto de meses, se ha tomado la decisión de llevar a cabo la construcción del paso superior durante estos meses, y así evitar los meses punta de tráfico.

### 4.2 INTENSIDADES MEDIAS DIARIAS ACTUALES

La estructura del firme depende fundamentalmente de la intensidad media diaria de vehículos pesados (IMDp) que se prevea para cada carril de proyecto en el año de puesta en servicio, y esta intensidad determina la categoría de tráfico pesado.

Para prever la IMDp para el carril de proyecto la Norma 6.1 IC *Secciones de firme* especifica que en las calzadas de dos carriles y con doble sentido de circulación se considera un reparto simétrico del tráfico.

En dicha norma se definen ocho categorías de tráfico pesado, según la IMDp que se prevé para el carril de proyecto en el año de puesta en servicio, que viene recogida en la siguiente tabla:

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	T00	T0	T1	T2
IMDp	≤ 4000	< 4000	< 2000	< 800
(Vehículos pesados/día)		≥ 2000	≥ 800	≥ 200

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	T31	T32	T41	T42
IMDp	< 200	< 100	< 50	< 25
(Vehículos pesados/día)	≥ 100	≥ 50	≥ 25	

Tabla 5.10- Categoría de tráfico pesado

A continuación presentamos las IMD e IMDp correspondientes a la vía de circulación de ámbito urbano (Avda. Burjassot/ Nicasio Benlloch). A pesar de la alta intensidad media diaria de vehículos, los accesos de la Ronda a la ciudad de Valencia son puramente urbanos, con lo que el tráfico de pesados es prácticamente nulo. A pesar de ello se tiene en cuenta la posibilidad de este tipo de tráfico considerando un máximo valor para cada uno de los viales del 0,50% vehículos pesados respecto del total del tráfico para los enlaces urbanos de la Ronda:

Avda. Burjassot/ Nicasio Benlloch: 6.471 vehículos/ día	} T41
33 veh. Pesados/ día	

Se plantea la posibilidad de poner en nuestro proyecto una categoría de tráfico superior a la calculada, debida a las previsiones de aumento de tráfico en los siguientes años ya que el IMDp del paso superior se encuentra próxima a 50 veh. Pesados/ día. Por tanto la categoría de tráfico de pesados sería finalmente la T32.

### 4.3 INTENSIDADES MEDIAS DIARIAS EN EL AÑO DE PUESTA EN FUNCIONAMIENTO

Suponiendo que la puesta en funcionamiento del paso superior sobre la Ronda Nord se producirá en el año 2014, las intensidades medias esperables, considerando que el ritmo de crecimiento del tráfico es del 4%, serán:

Avda. Burjassot/ Nicasio Benlloch:	} T 41
$Veh. pesados = 33 \times 1,04^{2013-2007} = 42$ Veh. Pesados/ día	

### 4.4 CONCLUSIONES

Datos obtenidos de años anteriores, en especial los del año 2007 mostraban una IMD del doble que existe actualmente en esta zona. Este descenso repentino ha sido debido a la crisis económica que está atravesando España y al desarrollo y mejora de las líneas de transporte público. Actualmente se empiezan a ver ciertos atisbos de mejora y de crecimiento, por lo tanto se espera que el % de vehículos pesados aumente anualmente un 4% y por tanto las intensidades medias diarias en esa zona.

## ANEXO 4. DISEÑO DE EQUIPAMIENTOS

Si se toma una sección transversal del puente se puede apreciar que está constituido por dos carriles de sentidos opuestos, protegidos de la zona peatonal por barreras vehiculares a ambos lados. Estas barreras vehiculares constituyen una parte de la jardinera en donde estarán instaladas la iluminación de éste, la vegetación existente y los sumideros de las zonas peatonales.

Además existen también a ambos lados, aceras peatonales de 2,5 m de anchura con sus correspondientes impostas y barandillas en los extremos.

### 4.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de equipamientos, si bien es cierto, no abarca gran extensión y desarrollo primordial en el puente pero un mal diseño del mismo puede comprometer el correcto funcionamiento del mismo o incluso puede suponer la puesta fuera de servicio por falta del cumplimiento de los ELS.

Dentro de este anexo se detalla la justificación de:

- Pavimentos
- Iluminación
- Barreras vehiculares
- Juntas de dilatación
- Barandillas
- Impostas

### 4.2 PAVIMENTOS

#### 4.2.1 PAVIMENTO DE LA CALZADA

Como se ha explicado en el Anexo 4 *Estudio del tráfico*. La categoría de tráfico resultante es de T32. Según la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía para categorías de tráfico T3 ó inferiores se utilizará un riego de imprimación del tablero y una capa de 5- 6 cm de mezcla bituminosa en caliente, como se muestra en la tabla 6 de la 6.1 IC *Secciones de firmes*.

TIPO DE CAPA	TIPO DE MEZCLA (*)	CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO		
		T00 a T1	T2 y T31	T32 y T4 (T41 y T42)
Rodadura	PA	4		
	M	3	2-3	
	F			
	D y S		6-5	5
Intermedia	D y S	5-10 <sup>(**)</sup>		
Base	S y G	7-15		
	MAM	7-13		

Tabla 5.11- Espesor de capas de mezclas bituminosas.

El tipo de mezcla corresponde con una mezcla bituminosa en caliente (D y S) y por tanto el espesor de capa de rodadura será de 5cm.

Al tratarse de una zona especial para el asfalto (Puente), no existe tanto la capa base como la capa de rodadura.

Además es necesario disponer en toda la longitud del tablero de una capa de impermeabilización para evitar así filtraciones de agua por el asfalto y por tanto sufrir daños que pueden deteriorar el hormigón de la losa superior del puente.

#### 4.2.2 PAVIMENTO DE LAS ACERAS

El pavimento de las aceras como el pavimento de la calzada dispone de bombeo trasversal pero en sentidos opuestos ya que el bombeo de las aceras tiene una dirección creciente hacia el extremo del voladizo, mientras que el bombeo de la calzada aumenta conforme nos vamos acercando al centro de la sección transversal.

Para pavimentar las aceras se ha seleccionado una baldosa hidráulica de 20x20 de 4 pastillas de color gris, de la empresa Gadea Hermanos con el que se pretende pavimentar la totalidad de la zona peatonal. Para ello será necesario previamente a la colocación, disponer de una capa de mortero de unos 2 cm de espesor, para finalmente, acabar ubicándolas.

A continuación se muestra un gráfico descriptivo de la baldosa utilizada.

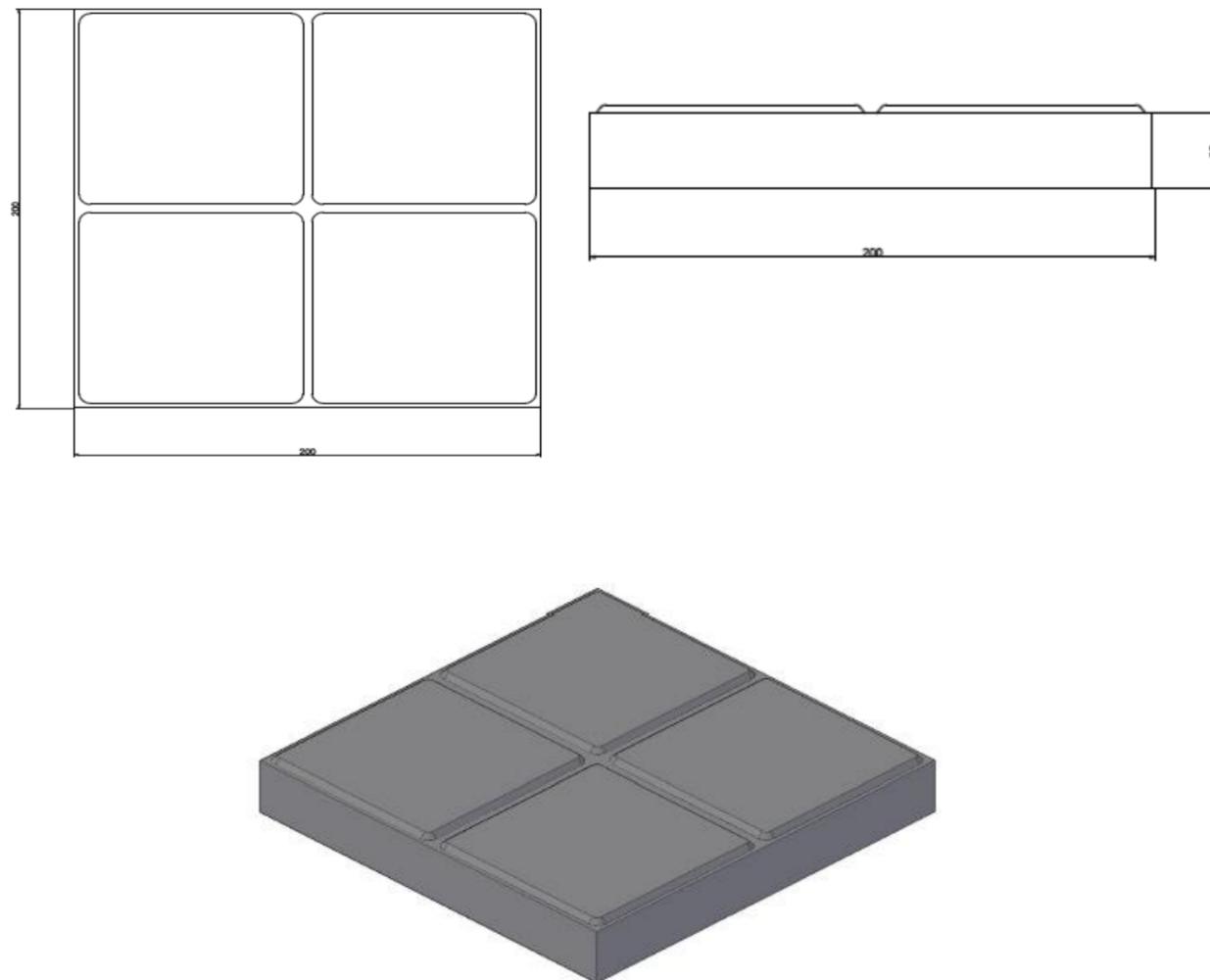


Figura 5.11- Definición gráfica del pavimento de las aceras.

### 4.3 ILUMINACIÓN

Para el diseño de la iluminación del puente se ha usado el software Dialux.

La iluminación del tablero se materializa mediante la integración de luminarias mediante báculos de iluminación modernos. Para el desarrollo de este apartado se recurre a las “Recomendaciones para la iluminación de carreteras y túneles” del Ministerio de Fomento.

En primer lugar se establece la necesidad de iluminar o no el puente, esto es, según los siguientes factores:

- Tipo de vía: Carretera Convencional
- Intensidad y composición del tráfico: 6000 veh./día

Se procede a determinar el Alumbrado del puente, para lo cual habrá que recurrir a la siguiente tabla para determinar la Situación de proyecto y la Clase de Alumbrado:

Situaciones de proyecto	Tipos de vías	Clase de Alumbrado <sup>(*)</sup>
A1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Carreteras de calzadas separadas con cruces a distinto nivel y accesos controlados (autopistas y autovías). Intensidad de tráfico Alta (IMD) ≥ 25.000.....</li> <li>Media (IMD) ≥ 15.000 y &lt; 25.000.....</li> <li>Baja (IMD) &lt; 15.000.....</li> </ul>	ME1 ME2 ME3a
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Carreteras de calzada única con doble sentido de circulación y accesos limitados (vías rápidas). Intensidad de tráfico Alta (IMD) &gt; 15.000.....</li> <li>Media y baja (IMD) &lt; 15.000.....</li> </ul>	ME1 ME2
A2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Carreteras interurbanas sin separación de aceras o carriles bici.</li> <li>Carreteras locales en zonas rurales sin vía de servicio. Intensidad de tráfico IMD ≥ 7.000.....</li> <li>IMD &lt; 7.000.....</li> </ul>	ME1 / ME2 ME3a / ME4a
A3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Vías colectoras y rondas de circunvalación.</li> <li>Carreteras interurbanas con accesos no restringidos.</li> <li>Vías urbanas de tráfico importante, rápidas radiales y de distribución urbana a distritos.</li> <li>Vías principales de la ciudad y travesía de poblaciones. Intensidad de tráfico y complejidad del trazado de la carretera. IMD ≥ 25.000.....</li> <li>IMD ≥ 15.000 y &lt; 25.000.....</li> <li>IMD ≥ 7.000 y &lt; 15.000.....</li> <li>IMD &lt; 7.000.....</li> </ul>	ME1 ME2 ME3b ME4a / ME4b

(\*) Para todas las situaciones de proyecto (A1, A2 y A3), cuando las zonas próximas sean claras (fondos claros), todas las vías de tráfico verán incrementadas sus exigencias a las de la clase de alumbrado inmediata superior.

Figura 5.12- Mapa de isolíneas de la península.

Nos encontramos pues en clase de Alumbrado ME4b y situación de proyecto A3. Cuyos niveles de iluminación quedan reflejados en la siguiente tabla:

Clase de Alumbrado	Luminancia de la superficie de la calzada en condiciones secas			Deslumbramiento Perturbador	Iluminación de alrededores
	Luminancia <sup>(4)</sup> Media $L_m$ (cd/m <sup>2</sup> ) <sup>(1)</sup>	Uniformidad Global $U_o$ [mínima]	Uniformidad Longitudinal $U_l$ [mínima]	Incremento Umbral $TI$ (%) <sup>(2)</sup> [máximo]	Relación Entorno $SR$ <sup>(3)</sup> [mínima]
ME1	2,00	0,40	0,70	10	0,50
ME2	1,50	0,40	0,70	10	0,50
ME3a	1,00	0,40	0,70	15	0,50
ME3b	1,00	0,40	0,60	15	0,50
ME3c	1,00	0,40	0,50	15	0,50
ME4a	0,75	0,40	0,60	15	0,50
ME4b	0,75	0,40	0,50	15	0,50
ME5	0,50	0,35	0,40	15	0,50
ME6	0,30	0,35	0,40	15	Sin requisitos

Figura 5.13- Mapa de isolíneas de la península.

Se usó el programa DIALux con el fin de realizar los cálculos pertinentes para evaluar las luminarias del puente en estudio, para lo cual hace falta introducir datos referentes a los elementos de la vía pública, como son: número y dimensiones de calzadas y caminos peatonales, así a la vez introducir también datos referentes a la disposición de luminarias optimizada, esto es, los valores y datos de la tabla anterior.

Se escogen de los catálogos propios del programa las farolas del tipo HIT-CE 20W 16.00102.1V006 pertenecientes al catálogo del Grupo Hess. Las farolas son de 5 m. de altura y se disponen al tresbolillo con un total de 9 farolas en cada lado, separadas 10m entre sí.

A continuación se muestran los datos obtenidos con este programa, y finalmente un gráfico donde se puede apreciar el báculo de iluminación utilizado.

LISTA DE LUMINARIAS

19 Pieza Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE

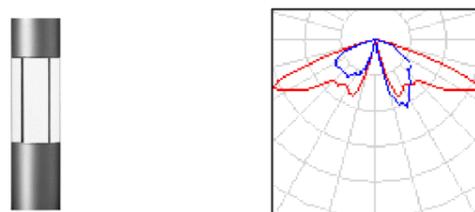
20W SKI sin reductor flujo

Nº de artículo: 16.00102.1

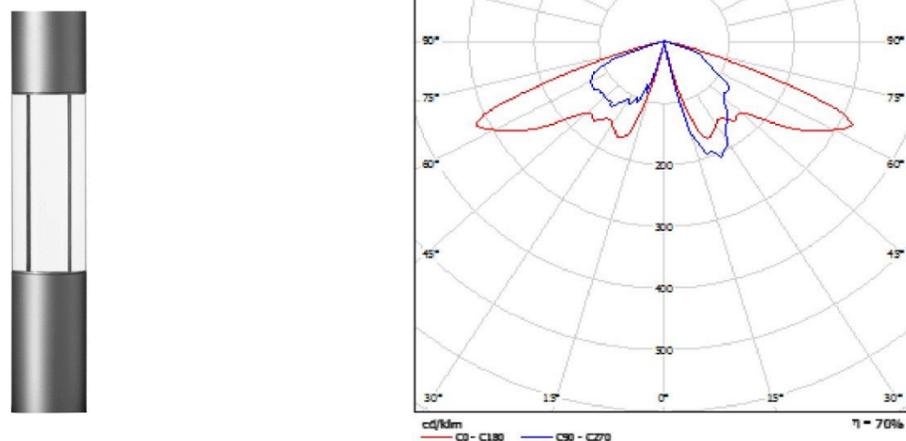
Flujo luminoso (Luminaria): 1186 lm Flujo luminoso (Lámparas): 1700 lm Potencia de las luminarias: 23.0 W Clasificación luminarias según CIE: 99

Código CIE Flux: 29 65 97 99 68

Lámpara: 1 x HIT-CE 20W (Factor de corrección 1.000).



Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20 WSKI sin reductorflujo/Hoja de datos de luminaria



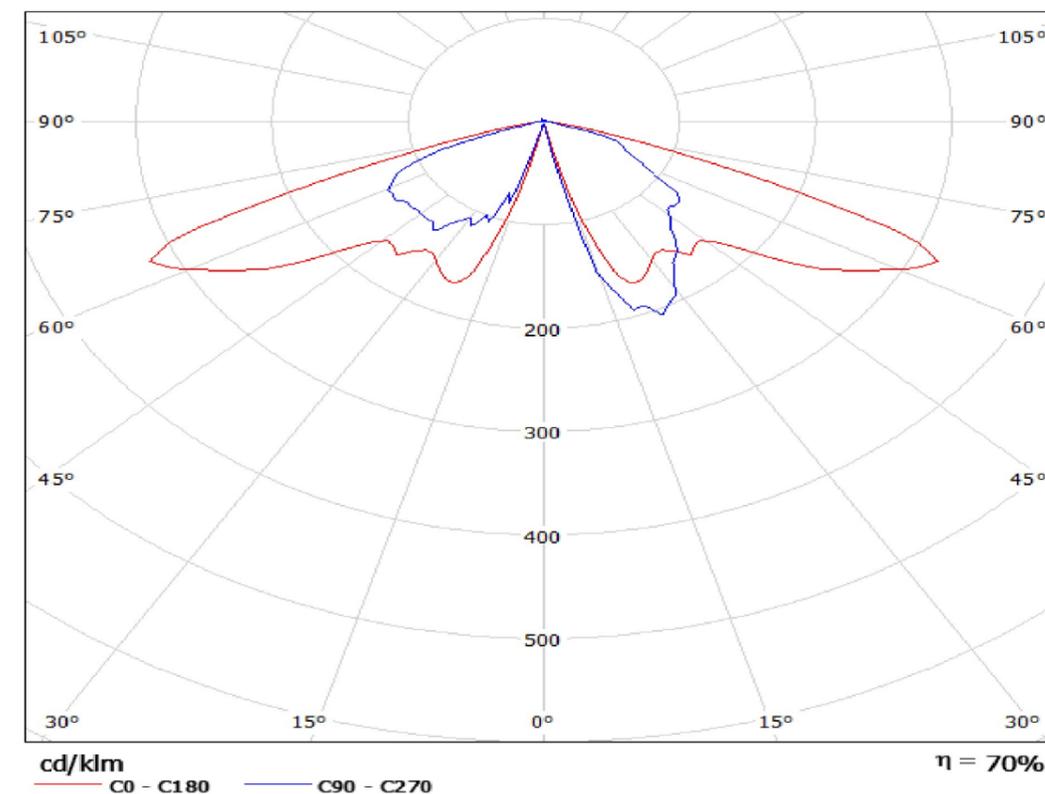
Elemento de remate 230 AR - L1.3  
 - Para la iluminación asimétrica de plazas o calles  
 Cilíndrico, de aluminio ø 230 mm  
 Altura de elemento 900 mm  
 Protector de luminaria cilíndrico de metacrilato  
 Equipamiento 1xGu6,5, HIT-CE 20W  
 Clase de protección I Sin lámpara  
 Sin puerta de revisión - precableada  
 Distintas opciones de color: RAL/HESS-DB y micáceo

Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20 WSKI sin reductorflujo/CDL (polar)

Luminaria: Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3

ASIMÉTR. HIT-CE 20W SKI sin reductor flujo

Lámparas: 1 x HIT-CE 20W

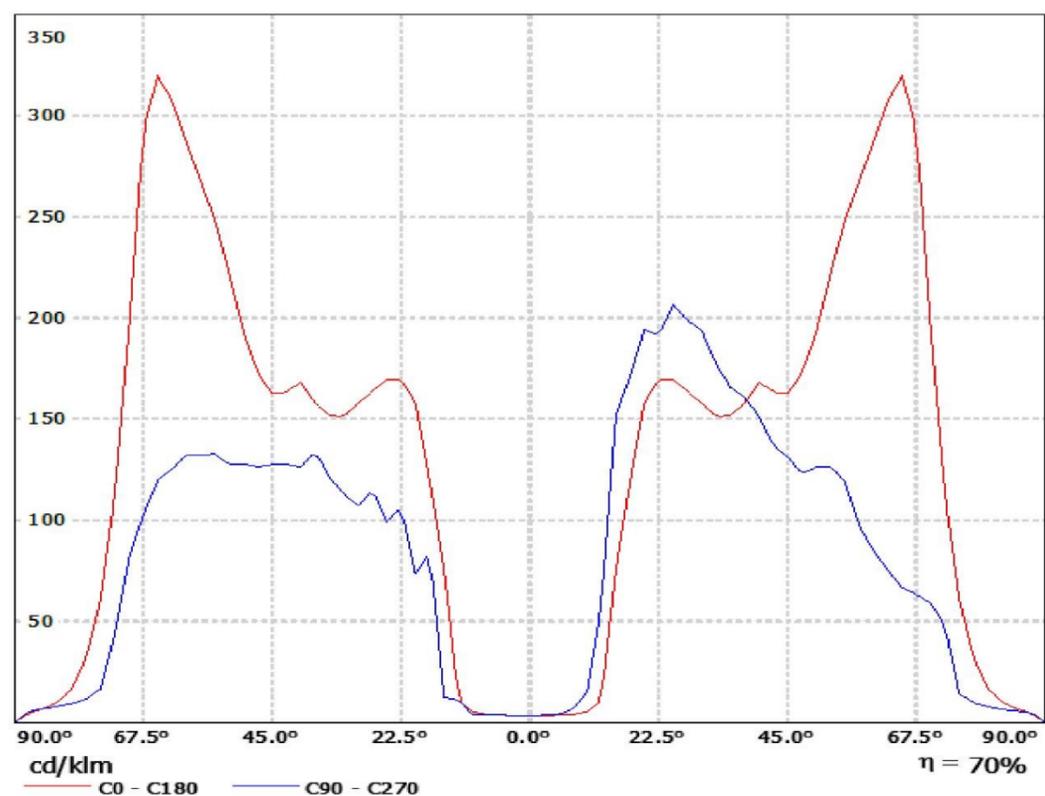


Clasificación luminarias según CIE: 99  
 Código CIE Flux: 29 65 97 99 68

Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20 WSKI sin reductorflujo/CDL (lineal)

Luminaria: Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20W SKI sin reductor flujo

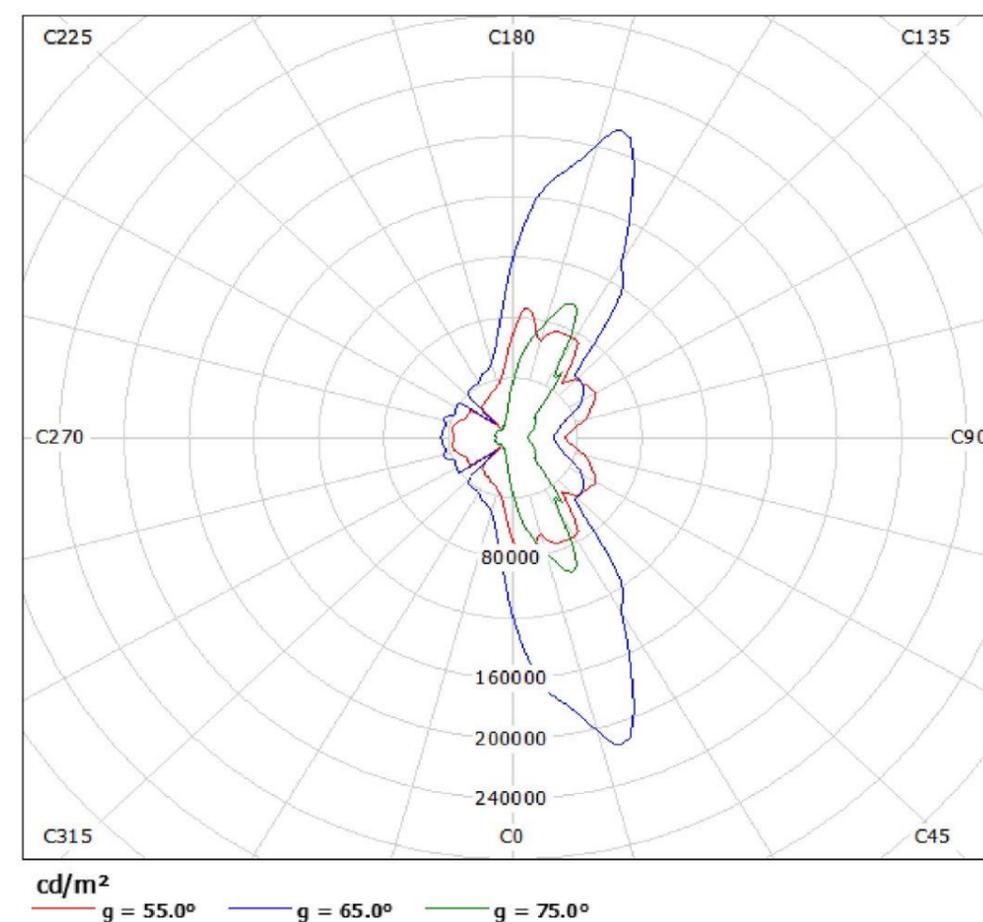
Lámparas: 1 x HIT-CE 20W



Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20 WSKI sin reductorflujo/Diagrama de densidad lumínica

Luminaria: Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20W SKI sin reductor flujo

Lámparas: 1 x HIT-CE 20W



Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20 WSKI sin reductorflujo/Diagrama cónico

Hess 16.00102.1 1x HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR - L1.3 ASIMÉTR. HIT-CE 20 WSKI sin reductorflujo/Tabla de intensidades lumínicas

Gamma	C 90°	C 105°	C 120°	C 135°	C 150°	C 165°	C 180°	C 195°	C 210°	C 225°
0.0°	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20	3.20
5.0°	4.10	3.90	3.80	3.70	3.70	3.60	3.50	3.50	3.50	3.30
10.0°	15	14	12	10	8.60	6.70	5.10	4.10	3.80	3.80
15.0°	152	140	136	143	112	91	75	21	12	11
20.0°	194	183	194	202	182	152	158	124	128	107
25.0°	207	215	211	199	206	171	170	145	127	110
30.0°	194	206	211	184	208	158	158	147	130	99
35.0°	166	178	201	177	211	163	152	127	106	94
40.0°	151	164	194	174	198	178	168	125	114	102
45.0°	132	157	184	186	205	186	163	124	114	101
50.0°	126	166	186	192	228	196	193	125	112	98
55.0°	119	169	215	200	276	243	248	130	110	94
60.0°	85	119	219	211	338	345	287	137	113	95
65.0°	67	83	131	151	358	541	320	137	113	100
70.0°	59	62	100	108	278	461	196	59	40	49
75.0°	14	18	26	31	94	130	61	25	16	14
80.0°	7.70	8.70	9.60	11	25	26	17	12	9.60	7.40
85.0°	5.50	5.80	5.90	6.00	7.10	7.60	6.80	7.40	6.80	5.60
90.0°	0.00	0.20	0.20	0.00	0.30	0.50	0.00	0.60	0.60	0.00

Gamma	C 240°	C 255°	C 270°
0.0°	3.20	3.20	3.20
5.0°	3.40	3.40	3.50
10.0°	3.70	3.70	3.70
15.0°	12	12	12
20.0°	87	72	73
25.0°	90	95	99
30.0°	95	103	107
35.0°	108	121	121
40.0°	113	126	126
45.0°	116	128	127
50.0°	115	129	128
55.0°	115	132	133
60.0°	114	132	132
65.0°	107	119	120
70.0°	67	84	81
75.0°	15	17	16
80.0°	8.90	9.70	9.20
85.0°	6.70	7.10	6.70
90.0°	0.40	0.30	0.00

Gamma	C 90°	C 105°	C 120°	C 135°	C 150°	C 165°	C 180°	C 195°	C 210°	C 225°
0.0°	504	504	504	504	504	504	504	504	504	504
5.0°	648	616	600	585	585	569	553	553	553	521
10.0°	2414	2254	1870	1646	1375	1071	815	655	607	607
15.0°	24754	22880	22130	23368	18252	14764	12271	3438	1923	1760
20.0°	32547	30721	32413	33753	30403	25411	26483	20754	21441	17890
25.0°	35882	37324	36560	34580	35778	29769	29439	25184	22057	19035
30.0°	35243	37424	38369	33516	37806	28718	28681	26646	23610	18012
35.0°	31822	34262	38682	34070	40469	31380	29151	24481	20330	18140
40.0°	31069	33596	39761	35795	40665	36596	34582	25644	23363	20897
45.0°	29273	34972	40938	41316	45701	41383	36174	27492	25400	22417
50.0°	30904	40650	45573	46919	55882	47875	47213	30635	27304	23901
55.0°	32657	46269	58893	54914	75743	66550	68114	35758	30242	25714
60.0°	26759	37557	69039	66394	106313	108737	90352	43035	35669	29970
65.0°	24768	31063	48717	56167	133191	201611	119000	51138	42162	37283
70.0°	27015	28718	45931	49843	127990	212303	90113	27153	18547	22413
75.0°	8514	10947	15508	18793	56925	78820	36855	14900	9488	8514
80.0°	6980	7886	8702	9518	22934	23659	15138	11240	8702	6708
85.0°	9933	10475	10656	10836	12823	13726	12281	13365	12281	10114

Gamma	C 240°	C 255°	C 270°
0.0°	504	504	504
5.0°	537	537	553
10.0°	591	591	591
15.0°	1956	1956	1988
20.0°	14540	12077	12295
25.0°	15666	16517	17229
30.0°	17249	18776	19430
35.0°	20830	23232	23232
40.0°	23281	25911	25932
45.0°	25756	28494	28360
50.0°	28161	31590	31271
55.0°	31532	36115	36499
60.0°	35857	41524	41619
65.0°	39853	44136	44546
70.0°	30651	38521	37463
75.0°	9062	10400	9974
80.0°	8068	8793	8340
85.0°	12101	12823	12101

PUENTE RN/DATOS DE PLANIFICACIÓN

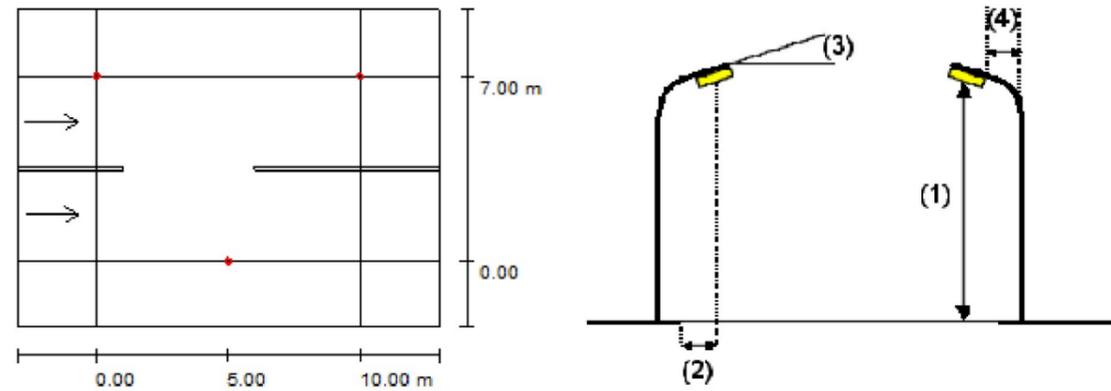
Camino peatonal 2 : Anchura: 2.500 m

Calzada 1: Anchura: 7.000 m, Cantidad de carriles de tránsito: 2,  
Revestimiento de la calzada: R3, q0: 0.070)

Camino peatonal 1: Anchura: 2.500 m

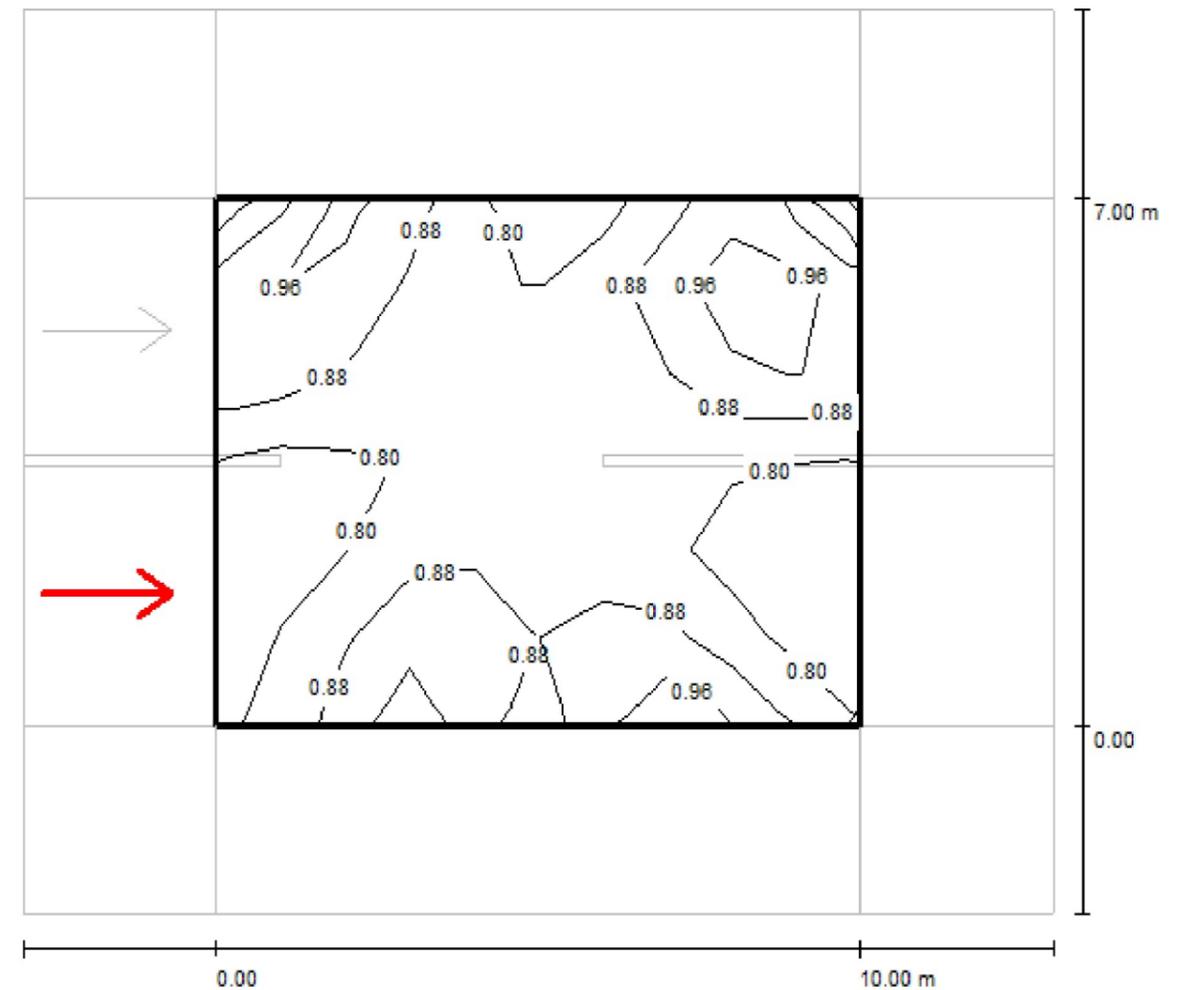
Factor mantenimiento: 0.67

DISPOSICIONES DE LUMINARIAS



Luminaria:	Hess 16.00102.1 lx HIT-CE 20W ELEMENTO DE REMATE 230 AR- L1.3 ASIMETR. HIT-CE 20W SKI sin reductor de flujo.
Flujo luminoso (Luminaria):	1186 lm      Valores máximos de la intensidad lumínica
Flujo luminoso (Lámparas):	1700 lm Potencia de: con 70°      501 cd/klm
	Con 80°      33 cd/klm
	Con 90°      0.65 cd/klm
Organización:	Bilateral desplazado
Distancia entre mástiles:	10.000 m
Altura de montaje (1):	4.275 m
Altura del punto de luz:	5.000 m
Saliente sobre la calzada (2):	0.000 m
Inclinación del brazo (3):	0.0°
Longitud del brazo (4):	0.500 m

PUENTE RN/RECUADRO DE EVALUACIÓN CALZADA 1/OBSERVADOR 1/ISOLINEAS (L)



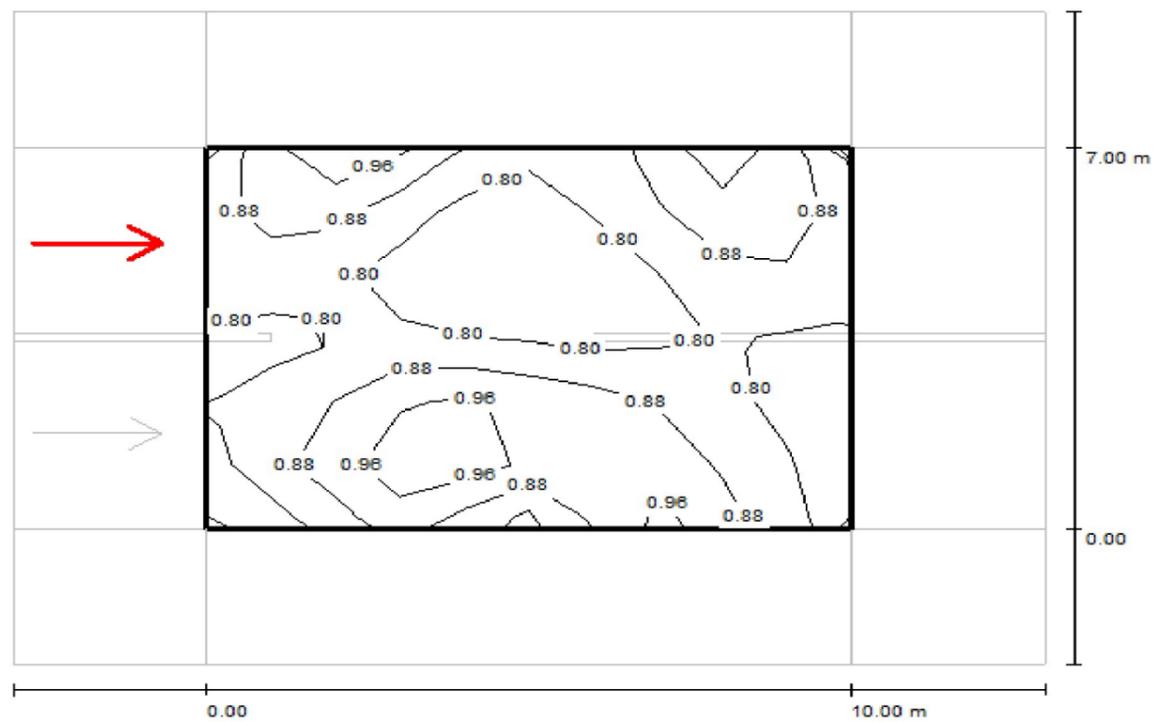
Valores en Candela/m², Escala 1 : 115

Trama: 10 x 6 Puntos  
 Posición del observador: (-60.000 m, 1.750 m, 1.500 m)  
 Revestimiento de la calzada: R3, q0: 0.070

	$L_m$ [cd/m <sup>2</sup> ]	U0	UI	TI [%]
Valores reales según cálculo	0.85	0.82	0.76	6
Valores de consigna según clase ME4b	$\geq 0.75$	$\geq 0.40$	$\geq 0.60$	$\geq 15$
Cumplido/No cumplido	✓	✓	✓	✓

	$L_m$ [cd/m <sup>2</sup> ]	U0	UI	TI [%]
Valores reales según cálculo	0.85	0.82	0.76	6
Valores de consigna según clase ME4b	$\geq 0.75$	$\geq 0.40$	$\geq 0.60$	$\geq 15$
Cumplido/No cumplido	✓	✓	✓	✓

PUENTE RN/RECUADRO DE EVALUACIÓN CALZADA 1/OBSERVADOR 2/ISOLINEAS (L)



Trama: 10 x 6 Puntos  
 Posición del observador: (-60.000 m, 5.250 m, 1.500 m)  
 Revestimiento de la calzada: R3, q0: 0.070

#### 4.4 BARRERAS VEHICULARES

Se ha creído conveniente emplear barreras vehiculares tipo New Jersey a una cara para soportar el impacto vehicular y evitar así una colisión con los peatones que circulen por la acera.

Estas barreras se realizarán in situ y serán de hormigón armado, por tanto, irán ancladas a la losa superior con unas armaduras.

La New Jersey seleccionada se ha extraído de un catálogo comercial (*Norten PH*)

A continuación se muestra gráficamente el tipo de barrera seleccionada con sus respectivas características.

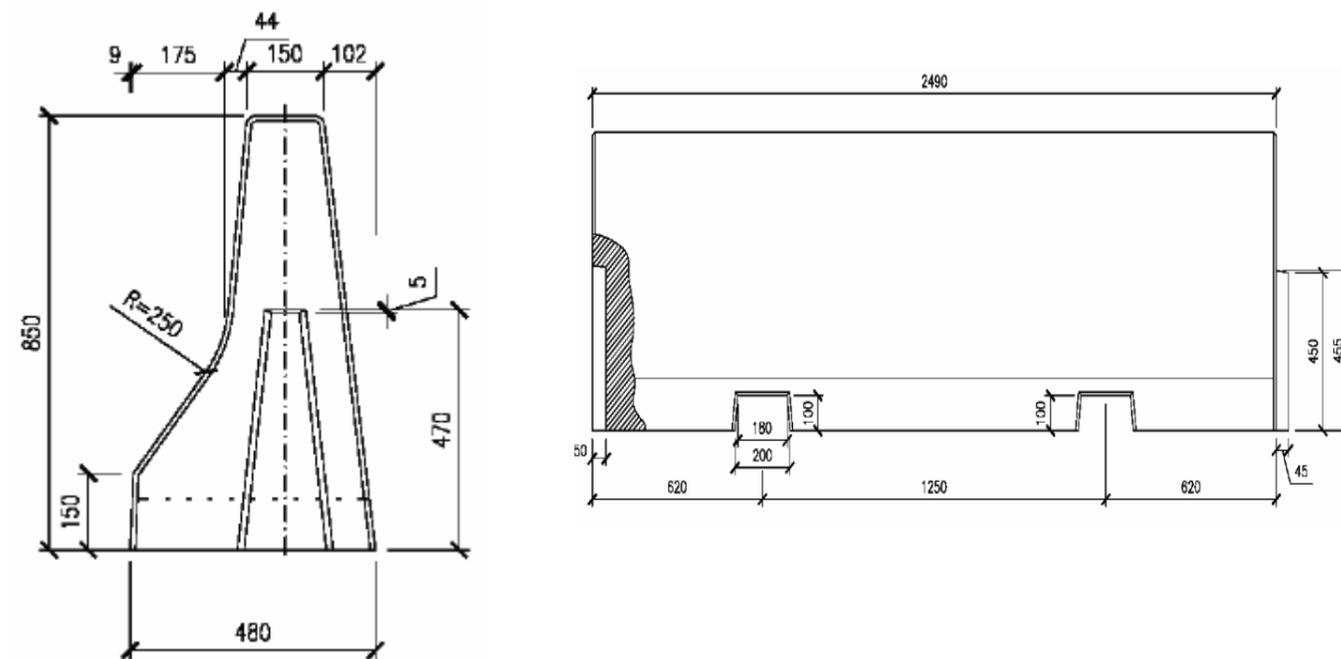


Figura 5.14 - Definición gráfica de la barrera vehicular.

Esta barrera vehicular tiene un peso de 580 kg/l.m., está formado por un hormigón de tipo HA-35/F/12/IIa y las armaduras son de acero B 500 S.

#### 4.5 JUNTAS DE DILATACIÓN

Es necesario disponer de dos juntas de dilatación en ambos estribos, para ello es necesario calcular los desplazamientos ocasionados por la variación térmica.

La fórmula a aplicar para el cálculo del desplazamiento horizontal es la siguiente:

$$\Delta L = \Delta T \cdot \alpha \cdot L1$$

$$\Delta L = \Delta T \cdot \alpha \cdot L2$$

Siendo:

- $\Delta L$  Incremento del tablero debido a la variación térmica
- $\Delta T$  Variación térmica.
- $\alpha$  Coeficiente de dilatación térmica ( $1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$ )
- L Longitud del tramo a analizar

Para el cálculo del incremento de longitud se toma la zona donde se producirá un mayor incremento y se diseñará la junta con ese valor, por tanto, la viga en la que se produce un mayor incremento de longitud es la V4 (viga del extremo).

Los datos de la variación térmica son extraídos de las tablas de valores máximos estivales y valores mínimos invernales de la IAP-11.

Realizando los cálculos se obtiene:

$$\Delta L = 50 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 39.59 = 23.75 \text{ mm}$$

$$\Delta L = 50 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 38.15 = 22.59 \text{ mm}$$

Según los datos obtenidos es necesario una junta de dilatación de elastómero reforzado a ambos lados. Para ello se ha recurrido a un catálogo de juntas de dilatación de la empresa *Composan* y se ha optado por la implantación de un modelo de junta del tipo JNA-42 cuyo movimiento máximo admitido es de 42 mm y por tanto es de aplicación en ambos lados.

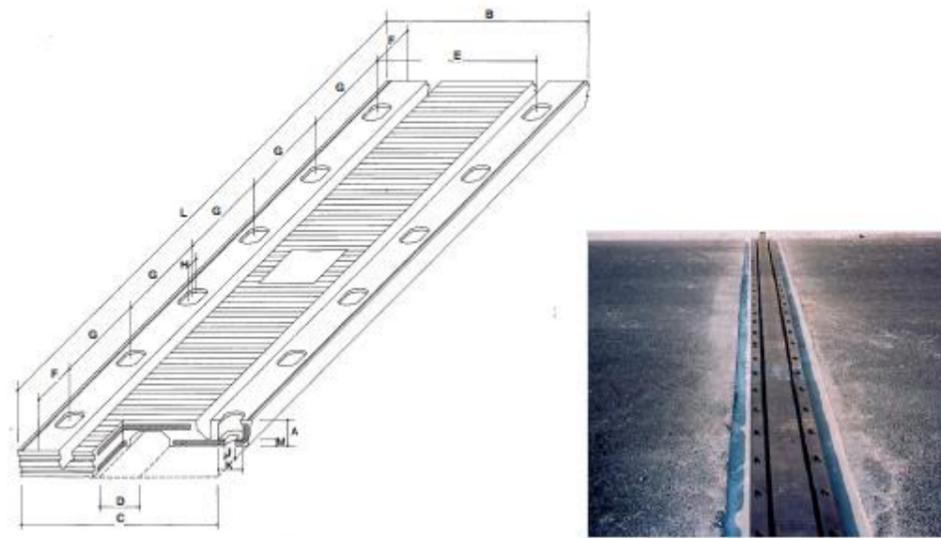


Figura 5.15- Definición gráfica de la junta de dilatación.

## 4.6 BARANDILLAS

### 4.6.1 DISPOSICIÓN DE BARANDILLAS

Las barandillas son de acero S 275 de 1.05 m de alto, se encuentran formando un ángulo de 12° respecto de la vertical. Su sección es cuadrangular y variable linealmente, de 9 cm en la parte inferior y de 3 cm en la parte superior, con un espesor de 4 mm. Los postes sustentadores se encuentran colocados cada 2 m.

Dispone de dos pasamanos de Ø76.1x3.2 a diferentes alturas. Uno de ellos a 0.7 m y el otro a 1.05 m de tal forma que así puedan ser accesibles tanto para niños como para adultos.

Cuenta con 8 cables dispuestos longitudinalmente de Ø1cm y separados los seis primeros y los dos últimos 9 cm entre sí, el sexto y el séptimo se encuentran separados por una distancia de 20 cm.

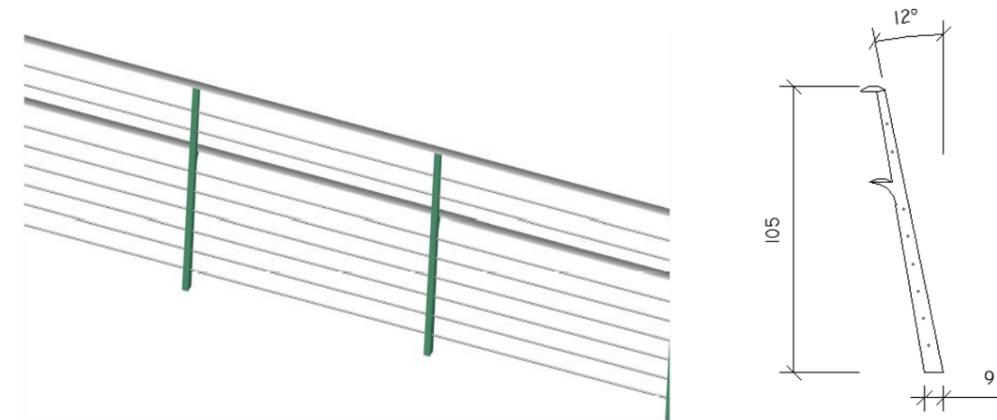


Figura 5.16- Definición gráfica de barandillas.

### 4.6.2 CÁLCULO DE LA BARANDILLA

Las fuerzas transmitidas por la barandilla al tablero dependen de la clase de la barandilla proyectada, según EN 1317-6. En puentes y pasarelas se adopta una clase de carga tal que la fuerza horizontal sea como mínimo de 1.5 kN/m.

Modelo de la junta	Movimiento admitido.	Cotas en mm														
		A	B	C	D	d	E	F	G	H	I	K	L	M	N	P
JNA-42	42	35	240	237	35	35	190	166	333	54	12	28	2000	6	380	70

Tabla 5.12- Dimensiones de la junta de dilatación.

El cálculo de la barandilla se ha realizado mediante un análisis tipo ménsula asociando a cada ménsula la carga tributaria correspondiente a su separación, disponiendo en sus extremos el mismo perfil que en la parte intermedia.

A continuación se muestran los cálculos realizados para el diseño y dimensionamiento de la barandilla.

Dimensionamos la barandilla para una carga puntual de 3 kN, el axil es mínimo en nuestra barandilla por lo que lo consideramos 0.

Primero descomponemos la fuerza puntual de 3 kN en los ejes de la barandilla que se encuentra inclinada 12°.

$$V = 3 \cdot \cos(12^\circ) = 2.93 \text{ kN}$$

$$M = 2.93 \cdot 1.05 = 3.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se procede a realizar la comprobación de Von Mises

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \zeta^2}$$

Del prontuario de perfiles de acero reducido realizamos el cálculo con una sección hueca de sección rectangular, por tanto, empezamos cogiendo unas dimensiones de 70x50 con un espesor de 4 mm.

$$\zeta = \frac{2.93}{453.7 \cdot 10^{-6}} = 6458.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3.1}{15.62 \cdot 10^{-6}} = 198463.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{6.458^2 + 3 \cdot 198.463^2} = 343.80 \geq 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

No cumple, por tanto, aumentamos la sección de la sección rectangular a 90x50 con un espesor de 4 mm

$$\zeta = \frac{2.93}{1015 \cdot 10^{-6}} = 2886 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3.1}{22.82 \cdot 10^{-6}} = 135845.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{2.886^2 + 3 \cdot 135.845^2} = 235.30 \leq 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Cumple y por tanto las dimensiones que adquiere la sección transversal son: 90x50 e= 4 mm.

#### 4.7 IMPOSTAS

El diseño y dimensionamiento de la imposta se ha obtenido de un catálogo, concretamente de la empresa *Norten PH*. A continuación se muestra gráficamente el tipo de imposta seleccionada con sus respectivas características.

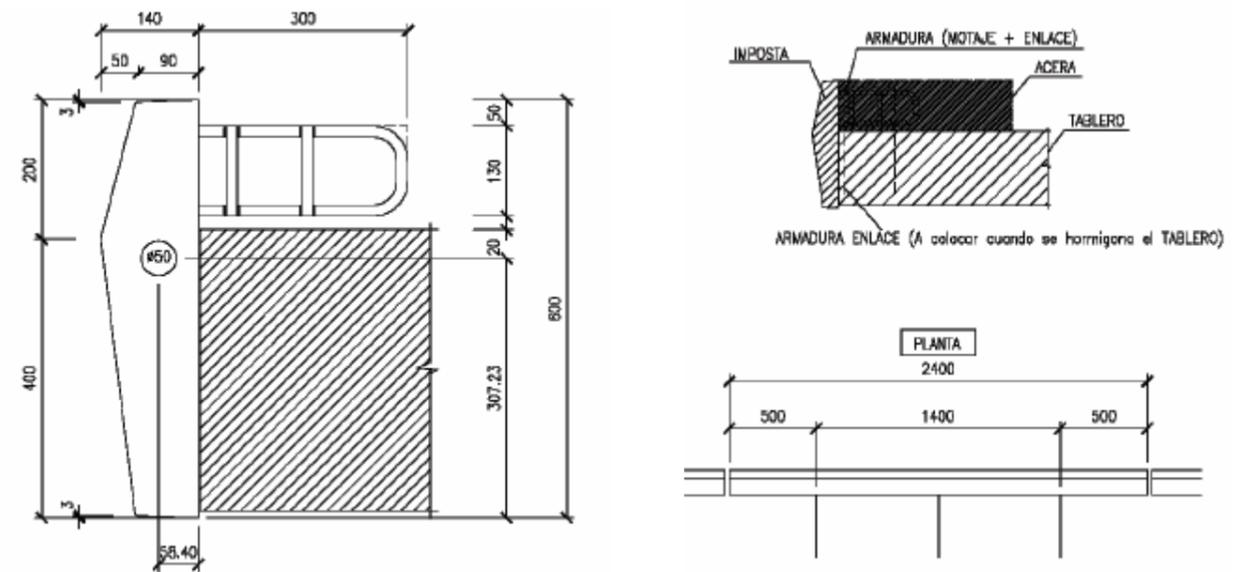


Figura 5.17- Defnición gráfica de impostas.

Se trata de una imposta de hormigón de 600 mm de canto cuyo peso es de 175 kg/m.l. Está formado por un hormigón de tipo HA-35/F/12/IIa y las armaduras pasivas son B 500S.

## ANEXO 5. VEGETACIÓN.

El objeto de este estudio es el análisis de la influencia que la vegetación tiene en el diseño de las Obras Públicas.

Durante muchos años, la integración paisajística y la estética han sido los únicos usos de las plantaciones. Sin embargo, en la actualidad con el aumento de la conciencia ambiental ciudadana se hace necesario incorporar las plantaciones en todo proyecto.

En este anexo se propone una metodología rápida y fácil y objetiva que permita equiparar las plantaciones al resto de unidades de obra e incrementar así su uso. El objetivo es la definición de unas fórmulas de implantación cuya aplicación agilice el proceso de elección de especies.

Este procedimiento se basa en la aplicación de dos tipos de criterios, criterios climáticos y criterios de desarrollo, y de unas fórmulas obtenidas a partir de ellos.

En primer lugar debe determinarse las funciones a realizar para las plantaciones y las características que deben reunir para desarrollarlas correctamente.

Fijadas estas propiedades, se aplicarán los criterios climáticos. Estos criterios determinarán si una especie puede o no sobrevivir en una zona a plantar. Miden la adaptación al clima de las diferentes especies, efectuando una primera selección. Aquellas especies que no toleren el clima de la zona, serán descartadas.

Se han definido, a continuación, unos Criterios de Desarrollo. Estos criterios, que son puntuables, están basados en características objetivas de las especies. Engloban diferentes propiedades, desde la resistencia a diversos agentes externos como plagas o contaminación hasta el mantenimiento requerido. Son parámetros objetivos, que constan en la ficha de cualquier especie y, por tanto de fácil obtención.

A continuación se muestran estos Criterios de Desarrollo con sus correspondientes puntuaciones:

Especies	Puntuación
Autóctonas	5
No Autóctonas	0

Tabla 5.13- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Velocidad de crecimiento	H: Altura a 20 años	Puntuación
Rápida	$H > 2/3 H_{max}$	5
Media	$1/3 H_{max} < 2/3 H_{max}$	3
Lenta	$H < 1/3 H_{max}$	0

Tabla 5.14- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Tº de vida medio	Años	Puntuación
Corto	25	1
Medio	100	3
Longevo	200	5

Tabla 5.15- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Especies	Puntuación
Indiferentes al tipo de suelo	2
Restrictivas	0

Tabla 5.16- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Resistencia	Puntuación
A cualquier plaga	5
Atacada por 1 elemento	4
Atacada por 2 elementos	2
más de 3 elementos	0

Tabla 5.17- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Índice de humedad	Sequía/Humedad	Puntuación
0,25-0,50	SM= Sequía media	5
0,50-0,75	SD= Sequía débil	4
0,75-1	HD= Humedad débil	3
1-1,50	HM= Humedad media	2
>1,50	HE= Humedad elevada	1

Tabla 5.18- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Resistencia	Tª min. Absoluta	Puntuación
Hf= Heladas fuertes	menos 12 a menos 24	5
Hm= Heladas medias	menos 6 a menos 12	3
Hd= Heladas débiles	0 a menos 6	0

Tabla 5.19- Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Resistencia	Distancia al mar	Puntuación
1ª Línea	0-100 m	5
2ª Línea	> 100 m	3
No resisten	-	0

Tabla 5.20 - Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Resistencia a a contaminación	Puntuación
Resisten	5
No resisten	0

Tabla 5.21 - Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Mantenimiento	Puntuación
No requieren	5
Poco	3
Mucho	0

Tabla 5.22 - Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

A partir de estos criterios de desarrollo se han obtenido las Fórmulas de Implantación. Estas fórmulas se han especificado para los ámbitos viarios y marítimos. Tan solo se ha tenido en cuenta el ámbito viario ya que nuestro proyecto se trata de un puente que se encuentra ubicado en una zona relativamente alejada de la orilla del mar. Dentro de este ámbito se distinguen tres tipos de situaciones diferentes.

- Autopistas y autovías
- Carreteras secundarias
- Carreteras de alta montaña.

El puente a proyectar se encuentra en una carretera secundaria exactamente en la Avda. de Burjassot y por tanto se utilizan unas Fórmulas de Implantación diferentes al otro tipo de viales. La fórmula de implantación específica en este tipo de situación es el siguiente.

$$P_{final} = 3 \cdot E_{autóctonas} + 2 \cdot V_{crec} + 1 \cdot T_{vida} + 1 \cdot S_{esp} + 2 \cdot R_{plagas} + A \cdot R_{sequía} + B \cdot R_{heladas} + C \cdot R_{mar} + 3 \cdot R_{contaminación} + 3 \cdot M$$

Siendo:

- $E_{autóctonas}$  Especies Autóctonas
- $V_{crec}$  Velocidad de crecimiento
- $T_{vida}$  Tiempo de vida
- $S_{esp}$  Necesidad de suelos específicos
- $R_{plagas}$  Resistencia a las plagas
- $R_{sequía}$  Resistencia a la sequía
- $R_{heladas}$  Resistencia a las heladas
- $R_{mar}$  Resistencia a la proximidad del mar
- $R_{contaminación}$  Resistencia a la contaminación
- $M$  Mantenimiento

De la aplicación de esta fórmula a cada especie se obtendrá la Puntuación Final de cada una de ellas, puntuación utilizada para realizar la elección definitiva. La especie vegetal que obtenga una mayor Puntuación Final será la especie más adecuada para efectuar aquella plantación.

A continuación se muestra la tabla resumen con la vegetación propia del ámbito viario y las puntuaciones resultantes de aplicar las fórmulas de implantación.

Árbol	Puntuación
Valor de referencia	80-85
Abedul	68,3
Álamo temblón	58,6
Arce Blanco	60,6
Arce común	67,2
Ciprés común	42,5
Haya	61,5
Pino silvestre	66,3
Sauce Llorón	55,2

Tabla 5.23 - Factores en la expresión de Brinch-Hanssen.

Por tanto el tipo de árbol que mejor se adapta a la zona donde se encuentra ubicado nuestro puente es el Abedul, el Arce Común y el Pino Silvestre.

## ANEXO 6. PROGRAMA DE TRABAJOS.

### 6.1 Objetivo

En este anejo se pretende establecer un programa de ejecución de las obras, que nos permita fijar el plazo de ejecución aproximado de las mismas. Este programa propuesto no es el único posible para la construcción con éxito de la obra proyectada. De hecho el plazo de ejecución variará según el número y composición de los equipos disponibles que son imposibles de prever “a priori” por el proyectista.

El trabajo total se va a dividir en una serie de actividades elementales, a las que se les va a asignar un determinado plazo de ejecución, en función de unos rendimientos aproximados. Con ello, se elaborará un diagrama de Gantt. Se consideran meses de cuatro semanas, semanas de cinco días y días de ocho horas. Además, se tiene en cuenta que debido a fenómenos meteorológicos como puede ser la lluvia, habrá una pérdida de tiempo de obra un 15%.

### 6.2 Lista de actividades

- 1) Instalaciones
- 2) Cimentaciones de estribos y pilas
  - a) Excavación de cimientos
  - b) Ejecución del pilotaje
  - c) Hormigón de limpieza
  - d) Ferrallado de encepados
  - e) Encofrado de encepados
  - f) Hormigonado de encepados
- 3) Ejecución de estribos
  - a) Ferrallado
  - b) Encofrados no vistos
  - c) Encofrados vistos
  - d) Hormigonado
  - e) Colocación de la capa de impermeabilización
- f) Colocación del tubo dren
- g) Relleno de cimentación
- h) Relleno filtrante
- 4) Ejecución de las pilas
  - a) Ferrallado de las pilas
  - b) Encofrado
  - c) Hormigonado de las pilas
- 5) Ejecución del tablero
  - a) Meseta de nivelación de apoyos
  - b) Colocación de aparatos de apoyo
  - c) Elaboración, transporte y soldadura
  - d) Izado y colocación
  - e) Ferrallado de losa inferior
  - f) Hormigonado de la losa inferior
  - g) Colocación de prelosas
  - h) Ferrallado de la losa superior
  - i) Hormigonado de la losa superior
  - j) Colocación de juntas de dilatación
  - k) Colocación de capa de impermeabilización
  - l) Disposición de firme
  - m) Colocación de pavimento de acera
  - n) Colocación de la barrera vehicular
  - o) Colocación de sumideros
  - p) Colocación de impostas
  - q) Colocación de barandillas
  - r) Disposición de báculos de iluminación
  - s) Pintura de las marcas viales
  - t) Prueba de carga

### **6.3 Proceso constructivo**

Tras la implantación, replanteo y acondicionamiento del terreno, se procede la cimentación de pilas y estribos. Comenzando en primer lugar con el pilotaje de la pila y continuando, en paralelo, con el encepado y las zapatas de los estribos.

A continuación, se ejecutarán los estribos y pilas. Para ello, se utilizarán la misma cuadrilla de ferrallas en la cimentación, estribos, pilas y losa del tablero, por lo que la actividad de éstos se solapa con otras actividades como la de hormigonado que se realizará simultáneamente en otros puntos de la obra.

Paralelamente a estas actividades, se deberá haber empezado la elaboración en taller de la estructura metálica. Esta se irá transportando a un taller en obra en tramos que se puedan transportar cómodamente. En el taller en obra se ejecutarán las uniones entre los diferentes tramos de montaje definidos en el presente proyecto. Una vez obtenidos los tramos se izarán las vigas en el orden correspondiente.

Por último, se iniciará el ferrallado y hormigonado de las losas, comenzando por la inferior y utilizando como encofrado las prelosas previstas. Para finalizar la obra se dispondrá toda la subestructura necesaria para el correcto funcionamiento del paso superior.

### **6.4 Plazo de ejecución**

A la vista del diagrama de Gantt presentado a continuación se estima un plazo de aproximadamente un año.

# CAPÍTULO VI. Planos.

---

## ÍNDICE

Plano 1: Situación y emplazamiento.....	134	Plano 13: Equipamiento. Barandillas.....	146
Plano 2: Definición general. Planta y alzado .....	135	Plano 14: Equipamiento. Jardinería y sumideros.....	147
Plano 3: Vigas metálicas con detalles.....	136	Plano 15: Equipamiento. Báculo de iluminación.....	148
Plano 4: Definición de las secciones transversales.....	137	Plano 16: Proceso constructivo. Fase I.....	149
Plano 5: Detalle de los conectadores.....	138	Plano 17: Proceso constructivo. Fase II.....	150
Plano 6: Disposición de las prelosas.....	139	Plano 18: Proceso constructivo. Fase III.....	151
Plano 7: Armado transversal de la losa.....	140	Plano 19: Proceso constructivo. Fase IV.....	152
Plano 8: Estribo. Definición general.....	141	Plano 20: Modelo 3D. Perspectiva.....	153
Plano 9: Armado de los estribos.....	142	Plano 21: Modelo 3D. Alzado.....	154
Plano 10: Definición general de las pilas.....	143	Plano 22: Modelo 3D. Vigas metálicas.....	155
Plano 11: Armado de las pilas.....	144	Plano 23: Modelo 3D. Detalle barandilla y jardinera.....	156
Plano 12: Equipamiento. Apoyo elastomérico y junta.....	145		

### AUTORES:

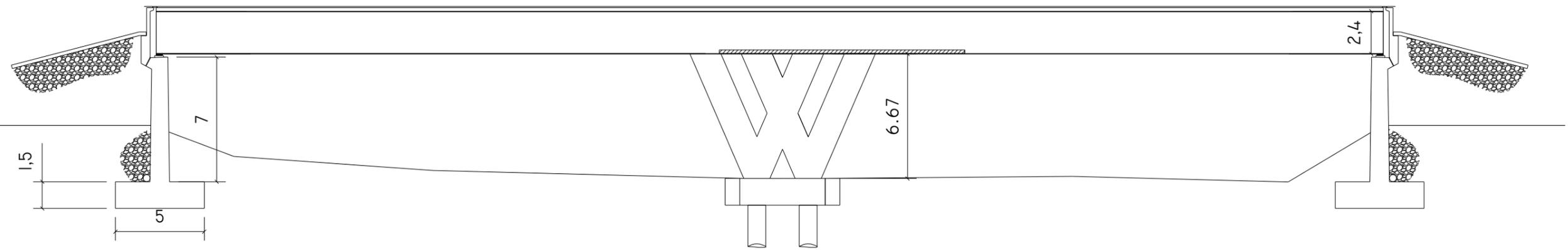
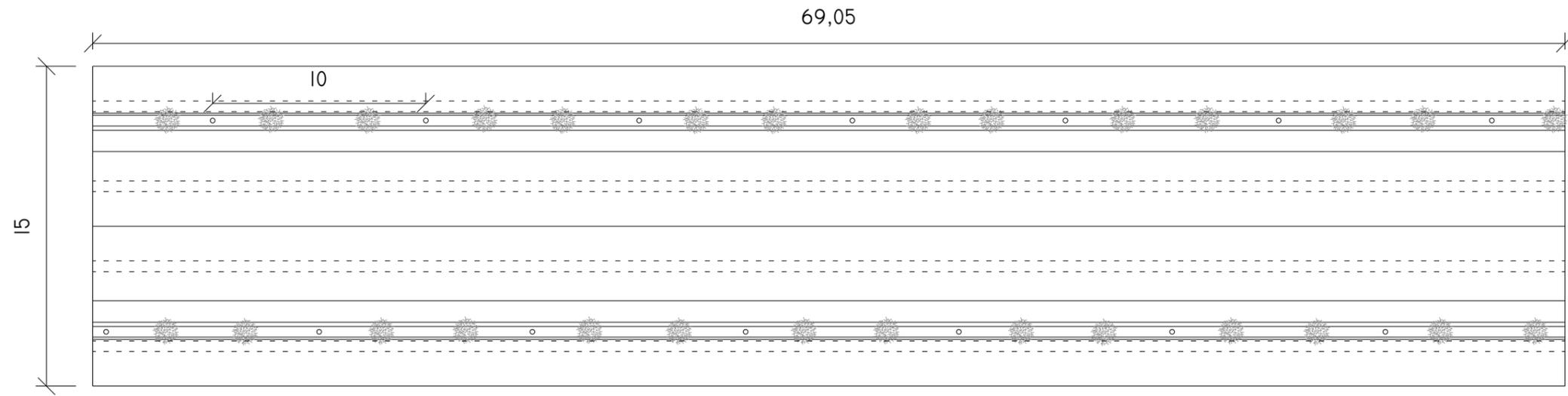
BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.

PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE.



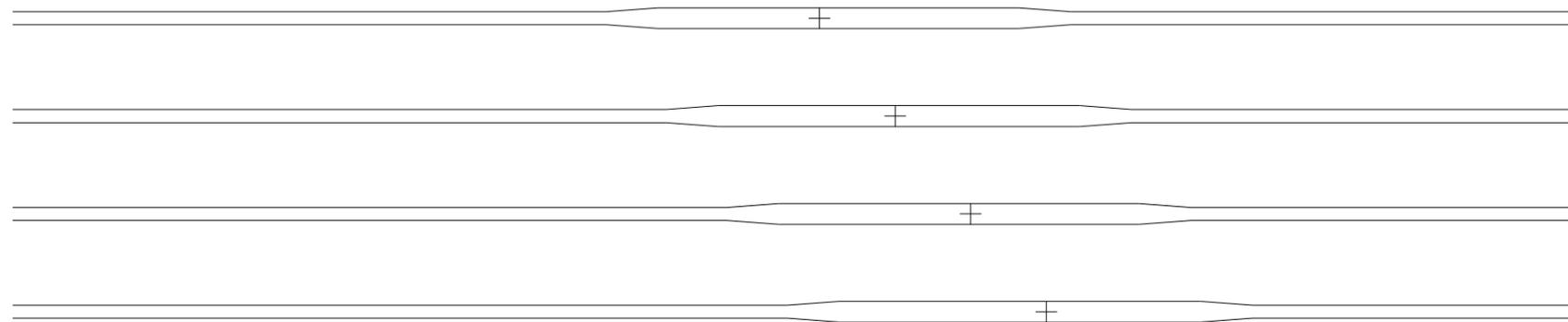


<b>Título</b> ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)		
<b>Denominación</b> Plano de situación y emplazamiento		<b>Nº de plano</b> 1
<b>Escalas</b> 1:2000	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b> 	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



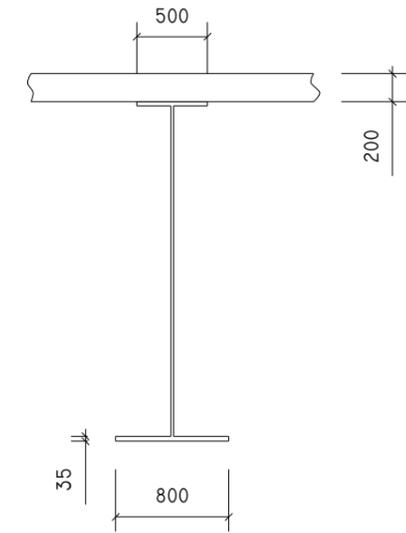
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSAS Y PILAS	HA-35/20/IIIb	1,5
ACERO	VIGAS METÁLICAS	S - 355	1,05

<b>Título</b> ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)		
<b>Denominación</b> Definición general (Planta y alzado).		<b>Nº de plano</b> 2
<b>Escalas</b> 1:250	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b> 	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



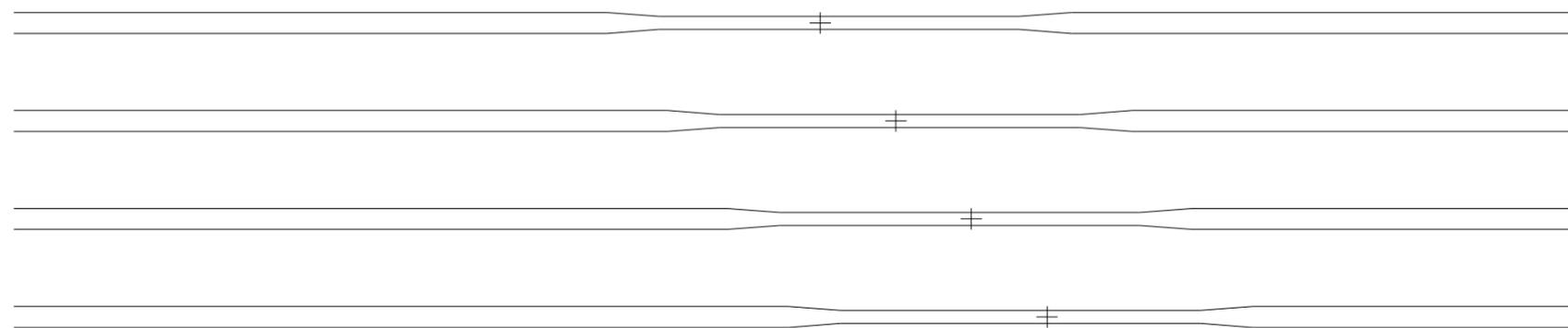
ALAS SUPERIORES

E 1:250



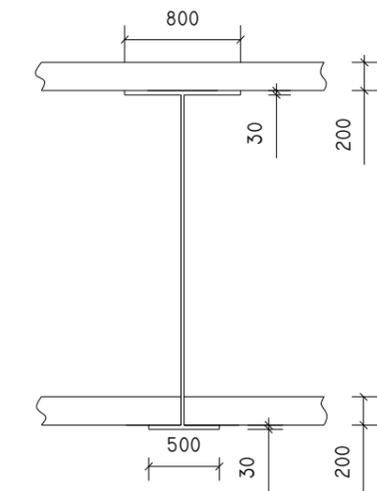
CENTRO LUZ

E 1:50



ALAS INFERIORES

E 1:250

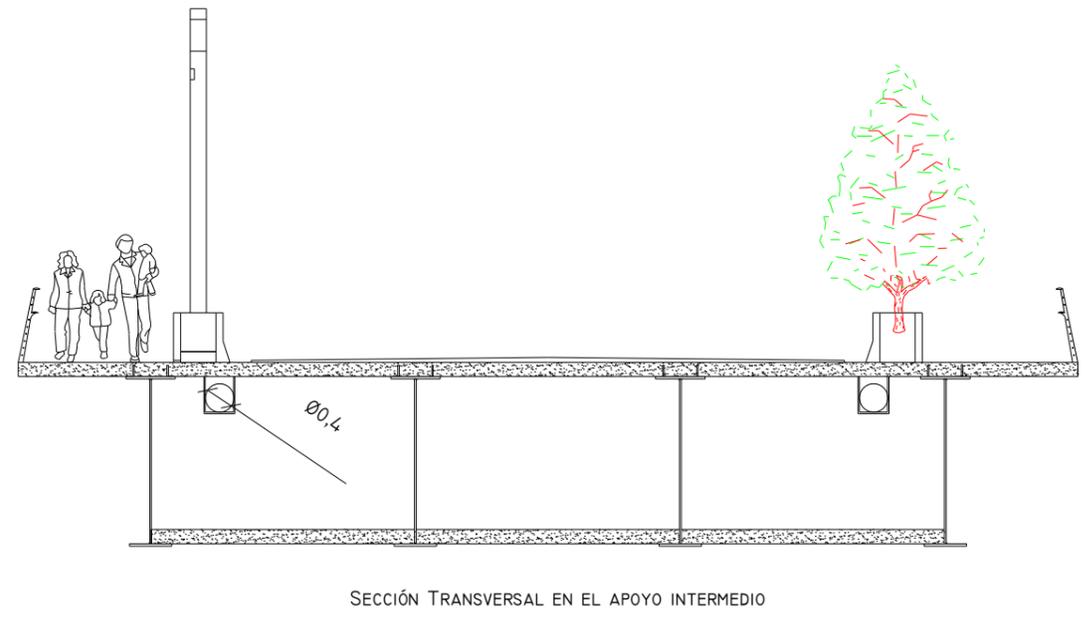
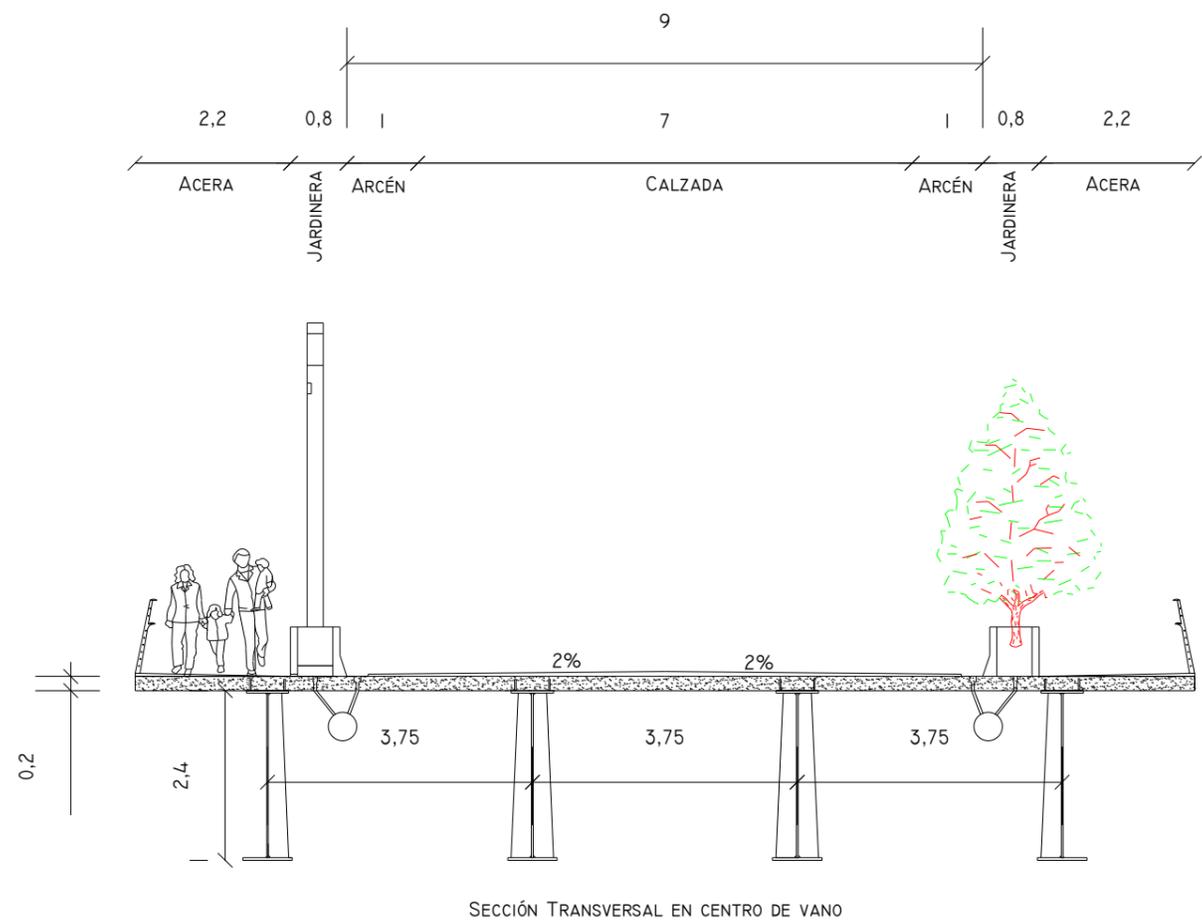


APOYO INTERMEDIO

E 1:50

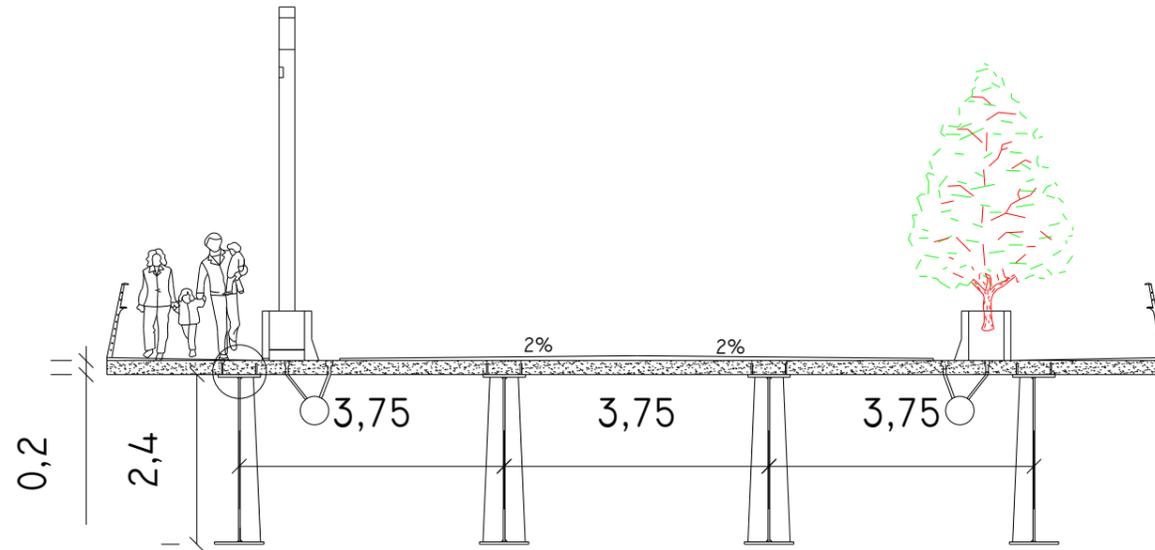
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSA SUPERIOR E INFERIOR	HA-35/20/11b	1.5
ACERO	VIGAS METÁLICAS	S - 355	1.05

<p><b>Título</b></p> <p>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</p>		
<p><b>Denominación</b></p> <p>Vigas metálicas con detalles</p>		<p><b>Nº de plano</b></p> <p>3</p>
<p><b>Escalas</b></p> <p>Varias</p>	<p><b>Tutor</b></p> <p>Vicente José López Desfilis</p>	<p><b>Fecha</b></p> <p>Junio 2014</p>
<p><b>E.T.S.I.C.C.P.</b></p> 	<p><b>Autores</b></p> <p>Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea</p>	



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSAS Y PILAS	HA-35/20/11b	1.5
ACERO	VIGAS METÁLICAS	S - 555	1.05

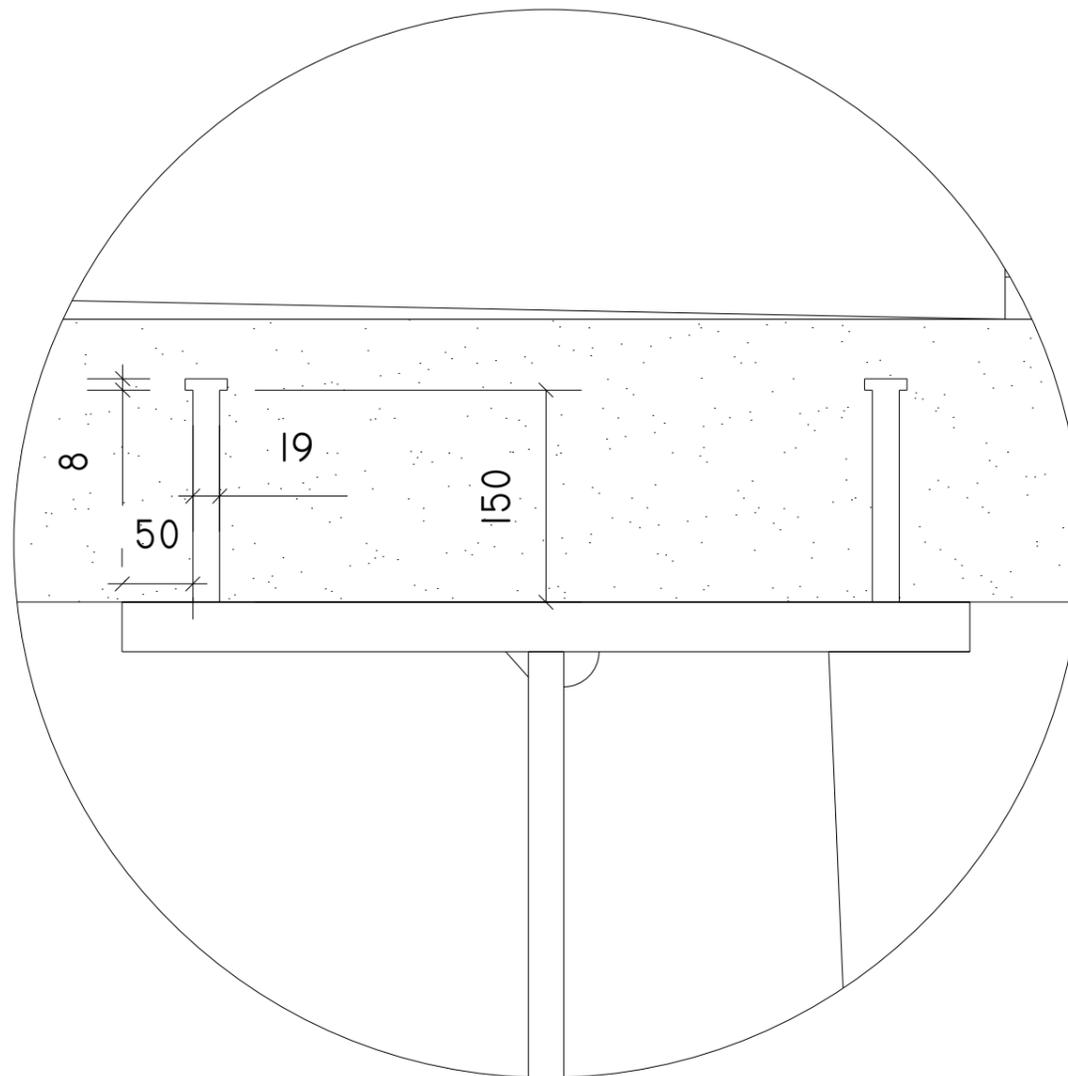
<p><b>Título</b></p> <p>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</p>		
<p><b>Denominación</b></p> <p>Definición de las secciones transversales.</p>	<p><b>Nº de plano</b></p> <p>4</p>	
<p><b>Escalas</b></p> <p>1:100</p>	<p><b>Tutor</b></p> <p>Vicente José López Desfilis</p>	<p><b>Fecha</b></p> <p>Junio 2014</p>
<p><b>E.T.S.I.C.C.P.</b></p> 	<p><b>Autores</b></p> <p>Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea</p>	



E 1:100

SECCIÓN TRANSVERSAL EN CENTRO DE VANO

COTAS EN METROS



E 1:5

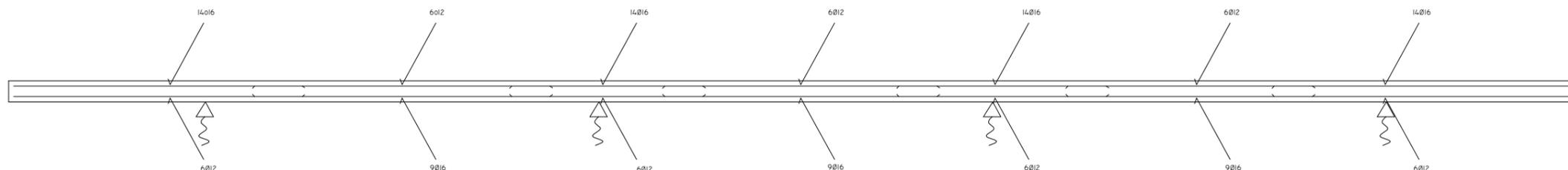
COTAS EN MM

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSA	HA-35/20/11b	1,5
ACERO	CONECTADORES	S - 355	1,05

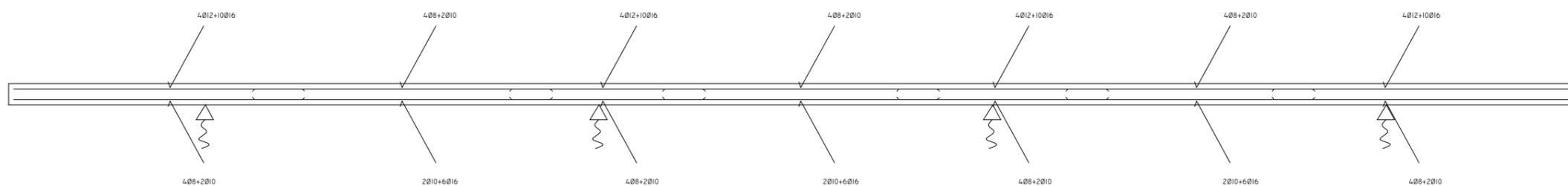
Título			
ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)			
Denominación			Nº de plano
Detalle de los conectadores			5
Escalas	Tutor	Fecha	
Varias	Vicente José López Desfilis	Junio 2014	
E.T.S.I.C.C.P.	Autores		
	Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea		



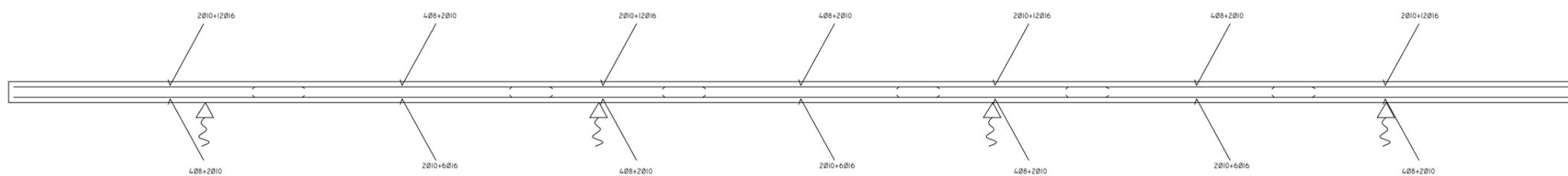
S1



S2

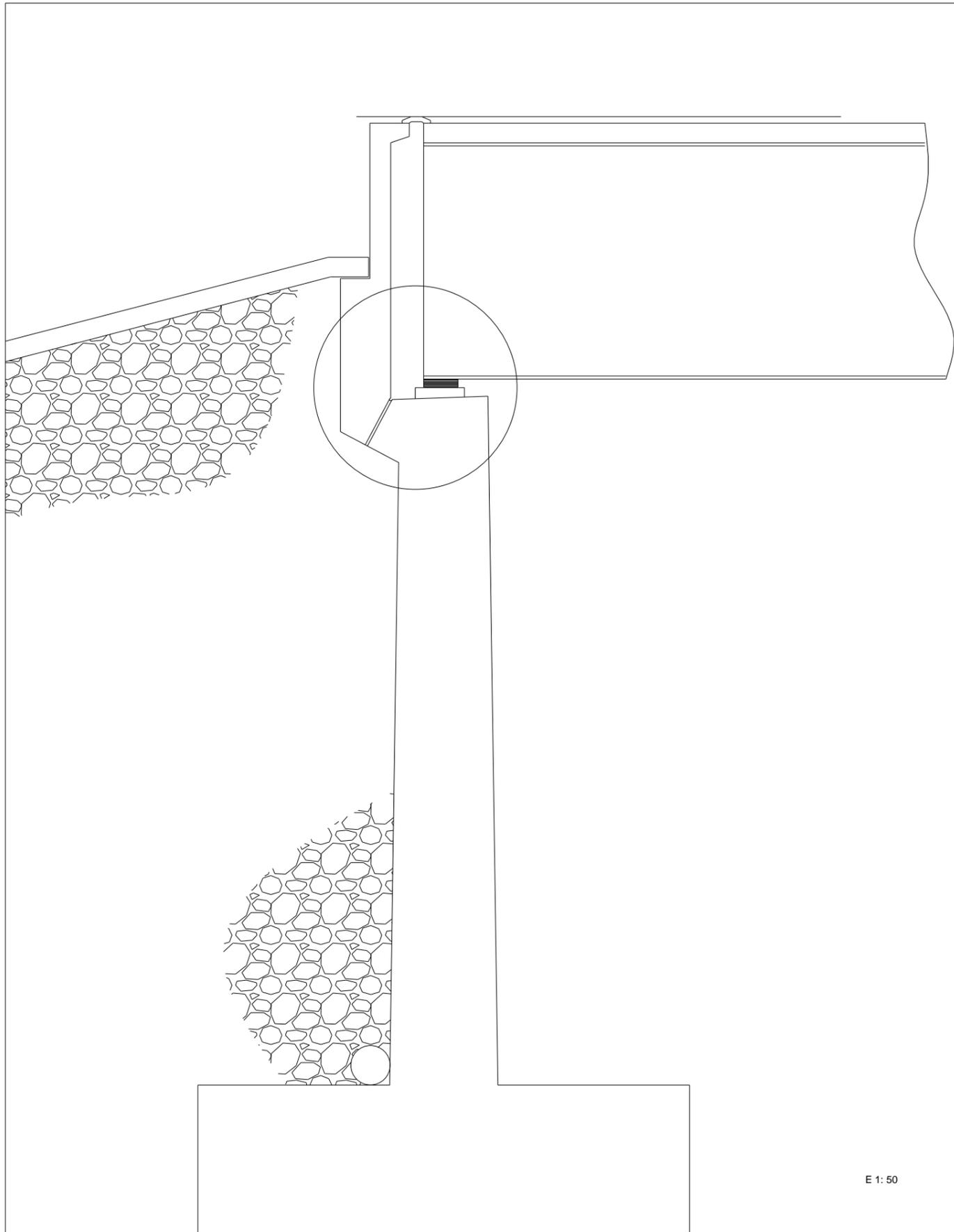


S3



CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSA	HA-35/20/11B	1.5
ACERO	ARMADURA	B 500 S	1.05

<b>Título</b> ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)		
<b>Denominación</b> Armado transversal de la losa		<b>Nº de plano</b> 7
<b>Escalas</b> 1:50	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b> 	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	

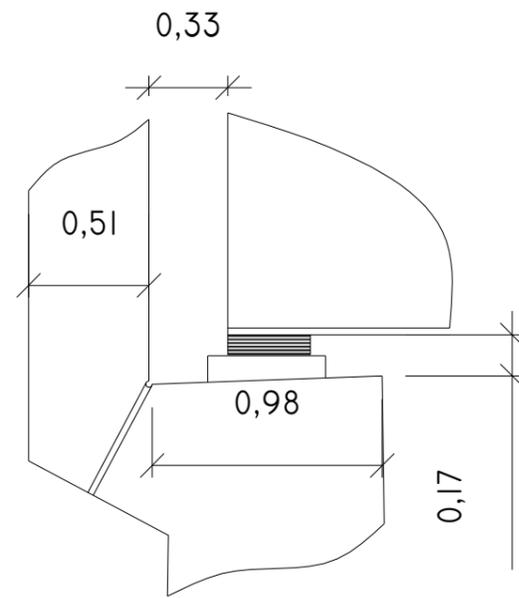


E 1: 50



ALZADO

E 1:100



E 1: 30

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSAS Y ESTRIBOS	HA-35/20/118	1,5
ACERO	VIGA METÁLICA	S - 355	1,05

Título

ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA  
CV-30 (RONDA NORD)

Denominación

Estribo. Definición general.

Nº de plano

8

Escalas

Varias

Tutor

Vicente José López Desfilis

Fecha

Junio 2014

E.T.S.I.C.C.P.



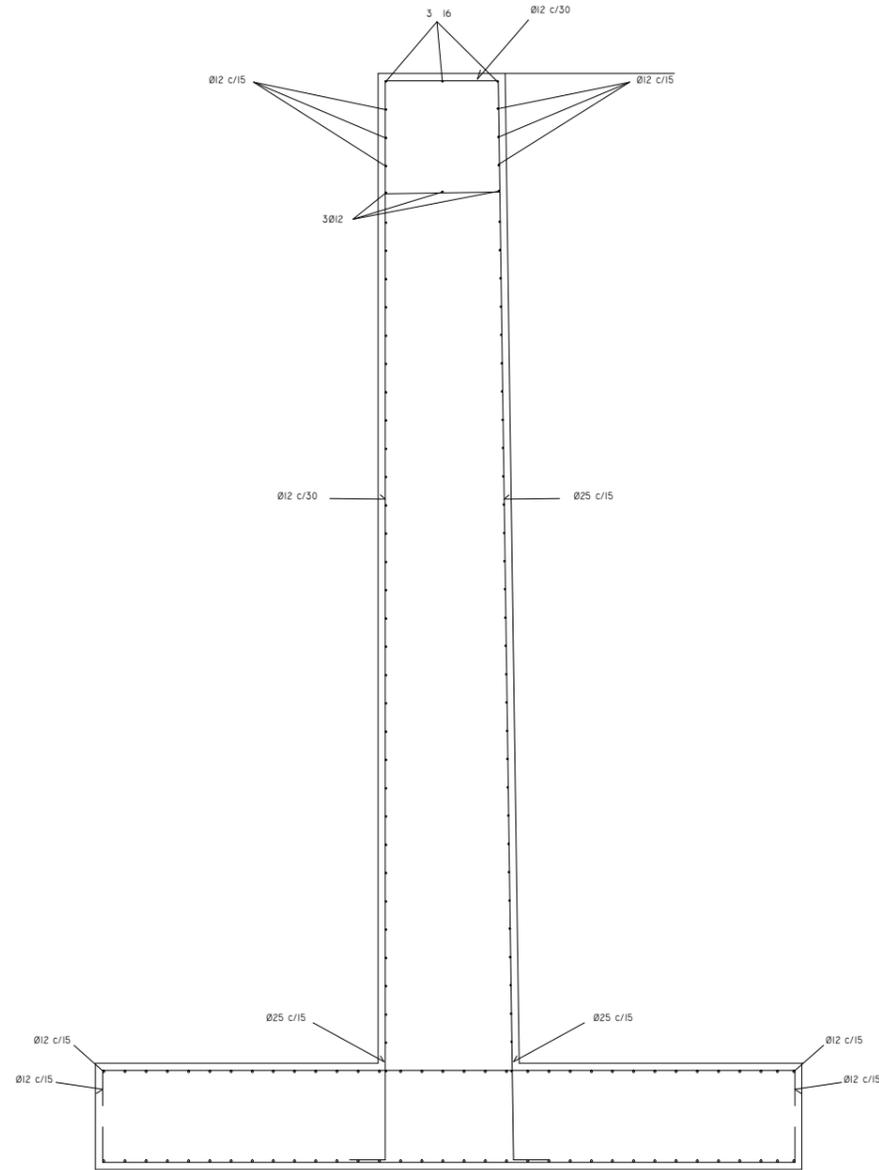
Autores

Alejandro Barberá Carpio  
Enrique Pardo Goicoehea

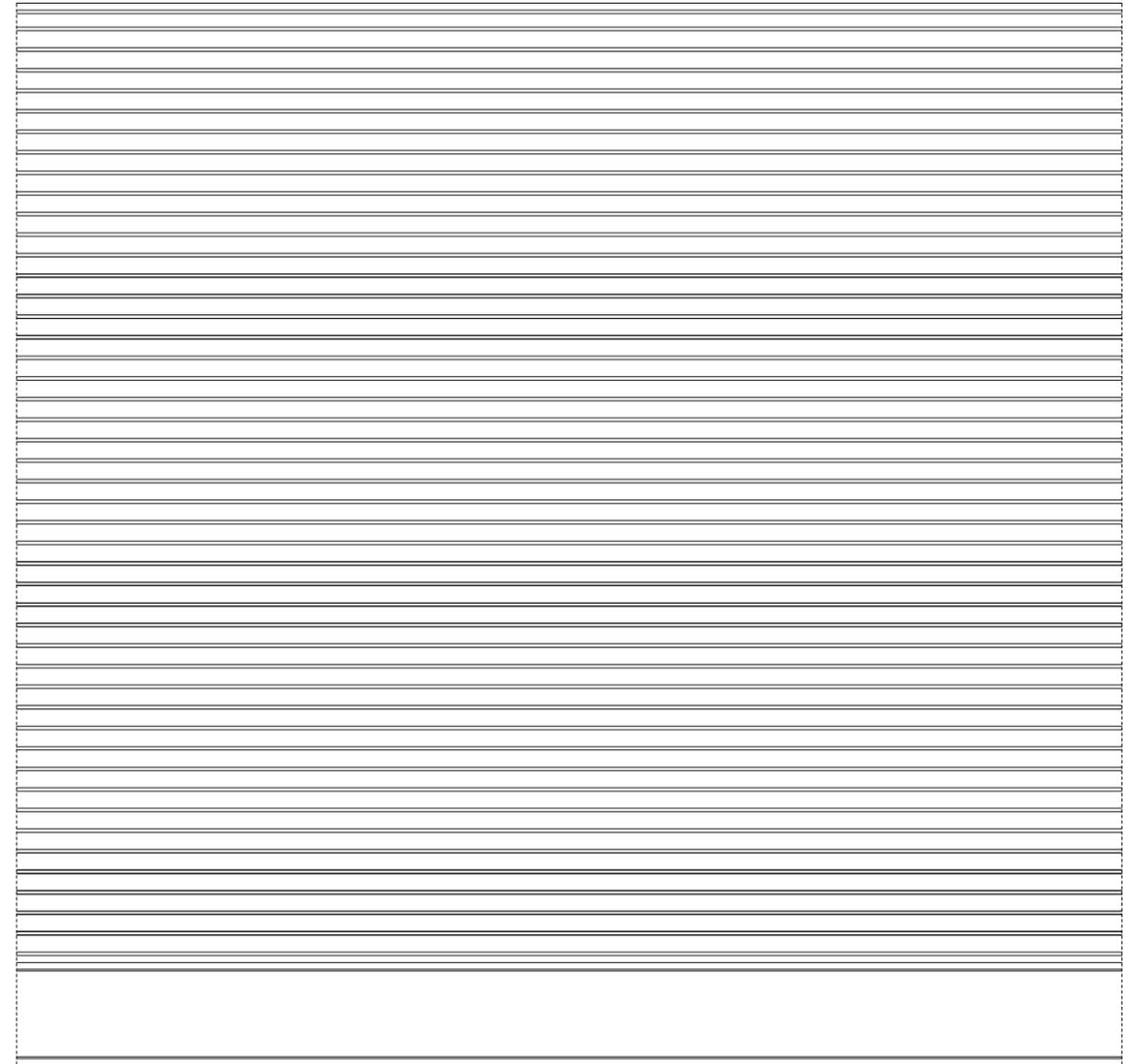


# INTRADÓS

# TRASDÓS



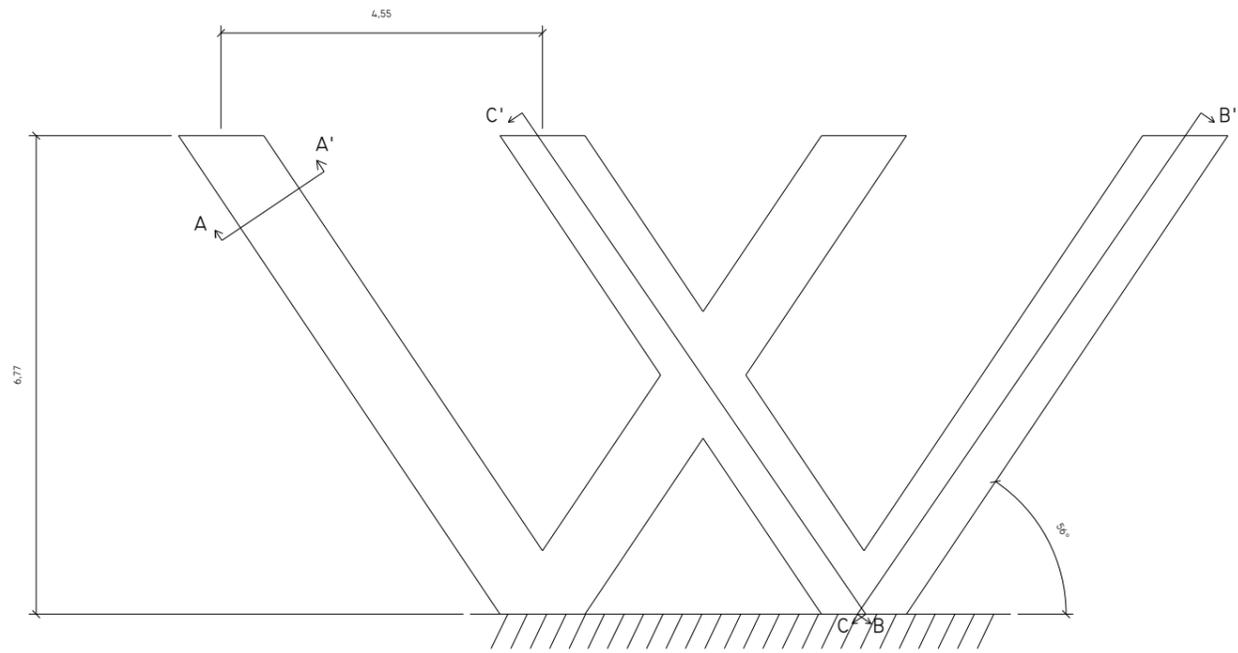
# SECCIÓN TRANSVERSAL



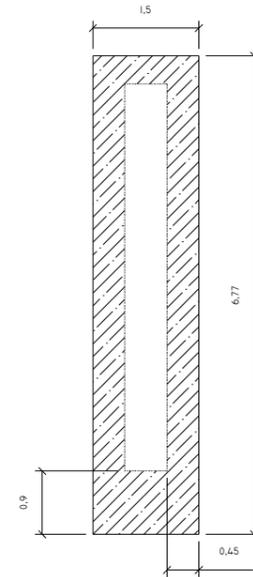
# ALZADO

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	ESTRIBOS	HA-35/20/11B	1.5
ACERO	ARMADURA	B 500 S	1.05

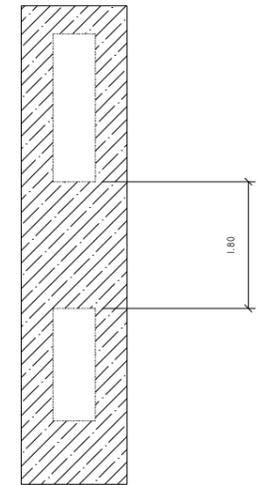
Título <b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</b>		
Denominación Definición de las secciones transversales		Nº de plano 9
Escalas 1:75	Tutor Vicente José López Desfilis	Fecha Junio 2014
E.T.S.I.C.C.P. 	Autores Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



**ALZADO** E 1:100

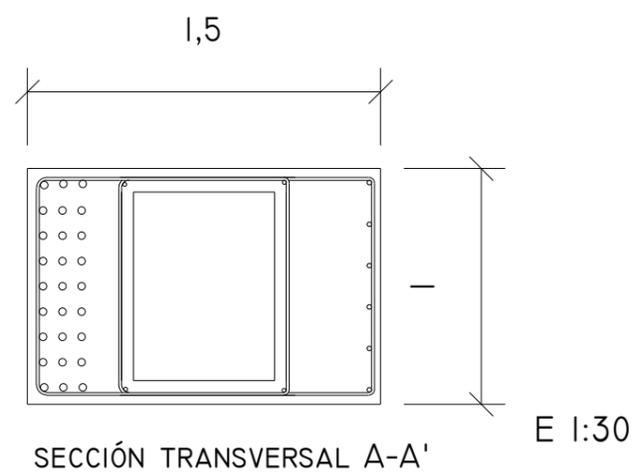


**RAMA EXTREMA B-B'**  
E 1:100



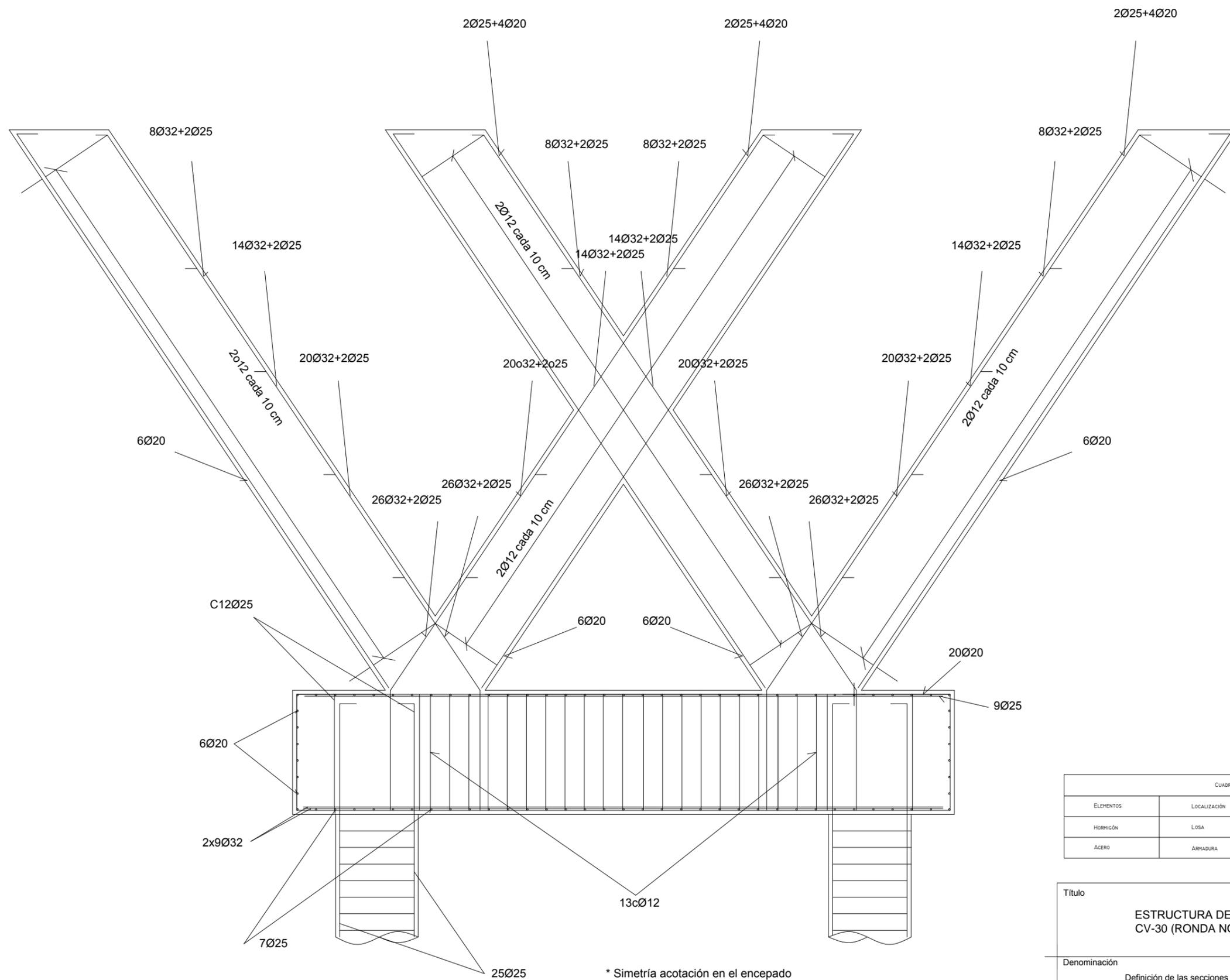
**RAMA INTERMEDIA C-C'**  
E 1:100

\* LAS COTAS SE DISPONEN EN METROS



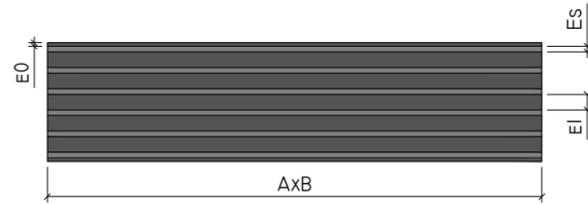
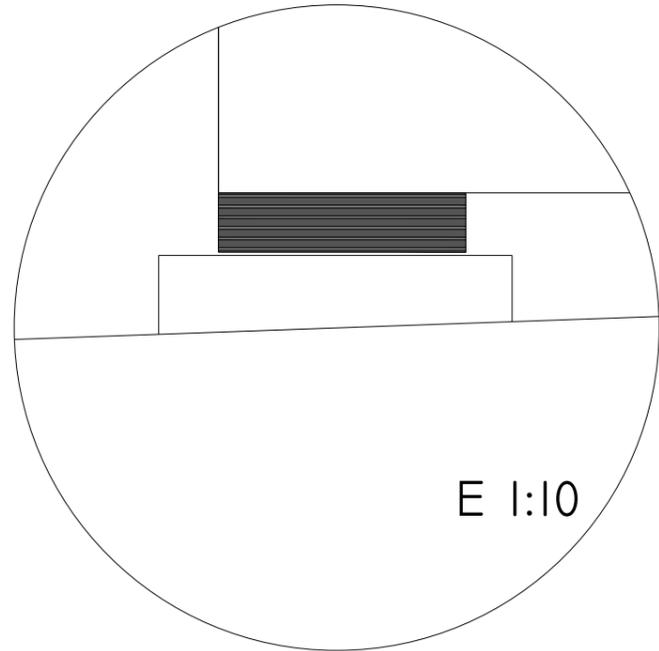
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSA	HA-35/20/118	1.5
ACERO	ARMADURA	B 500 S	1.05

<b>Título</b>		
<b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</b>		
<b>Denominación</b> Pilas. Definición general.		<b>Nº de plano</b> 10
<b>Escalas</b> Varias	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b> 	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



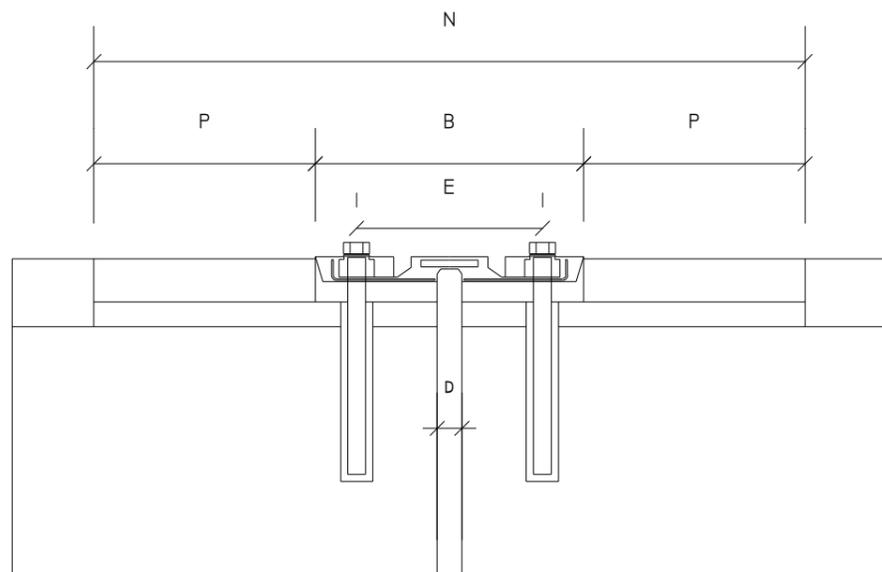
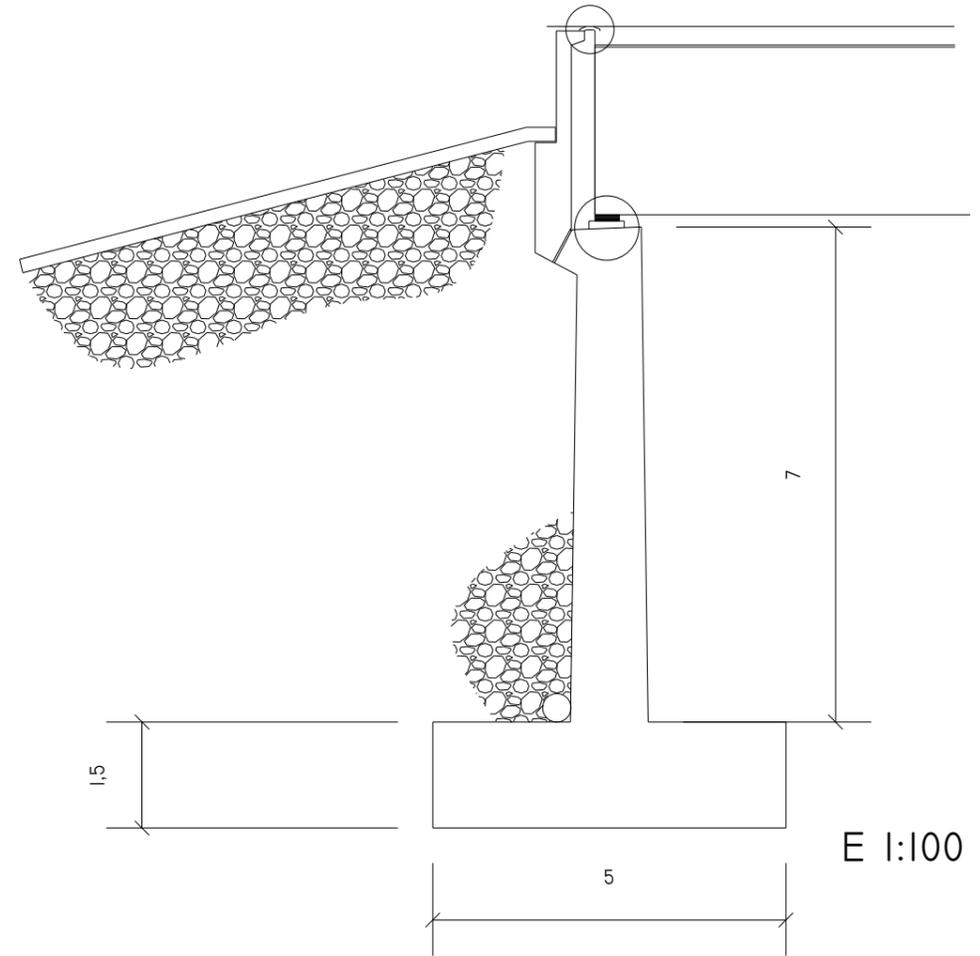
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	LOSA	HA-35/20/11B	1.5
ACERO	ARMADURA	B 500 S	1.05

<p>Título</p> <p align="center"><b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</b></p>			
Denominación		Nº de plano	
Definición de las secciones transversales		11	
Escalas	Tutor	Fecha	
1:50	Vicente José López Desfilis	Junio 2014	
E.T.S.I.C.C.P.	Autores		
	Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea		



E0=2.5 MM  
Es=4.0 MM  
EI=11 MM  
AxB= 350x500 MM

E 1:5

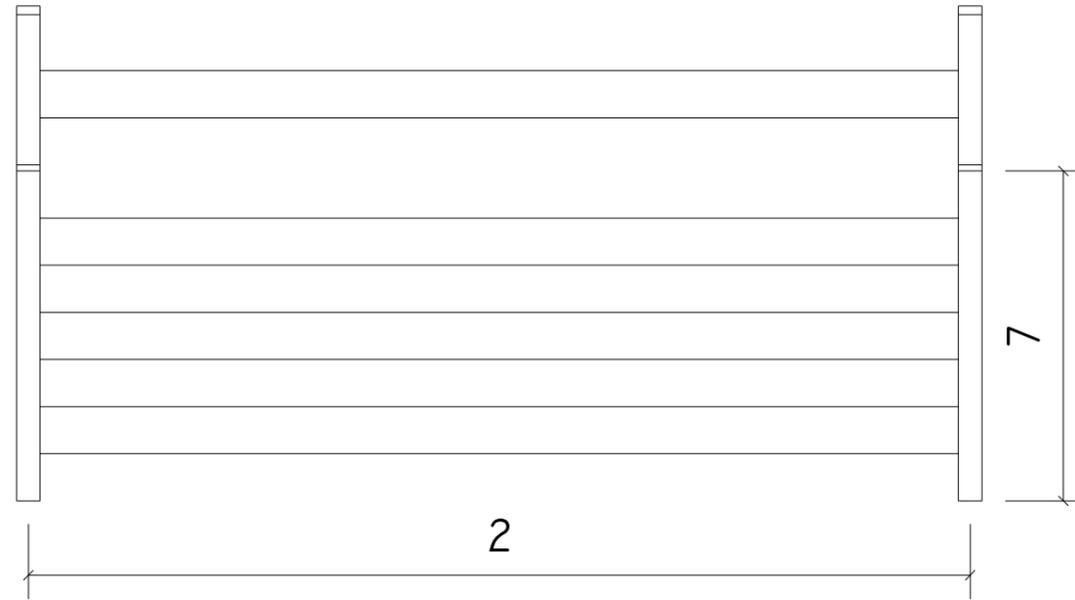
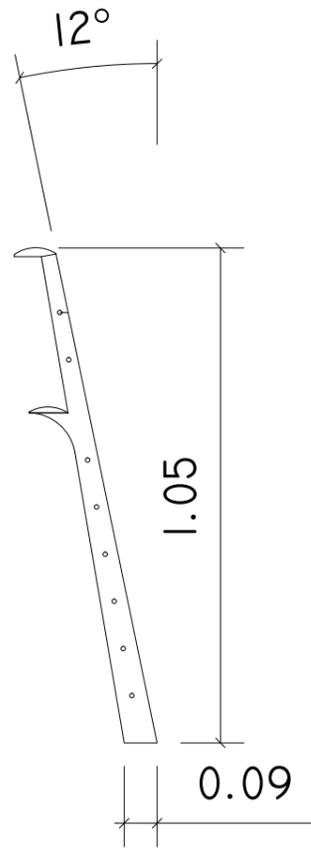


E 1:10

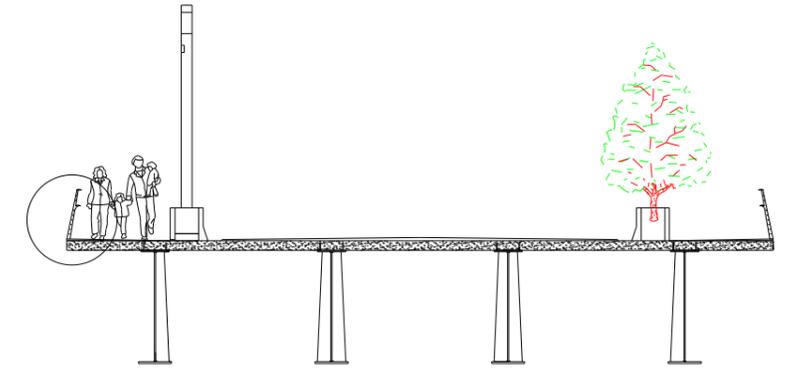
MODELO DE JUNTA	MOVIMIENTO ADMITIDO	COTAS EN MM															
		A	B	C	D	D APERTURA DE INSTALACIÓN MÁXIMA	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	P
JN- 42	42 MM	35	240	237	35	35	190	166	333	54	12	28	35	2000	6	380	70

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
HORMIGÓN	ESTRIBOS	HA-35/20/11B	1.5
ACERO	VIGAS METÁLICAS	S-275	1.05

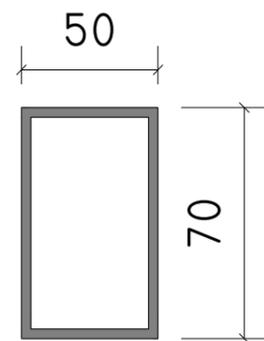
Titulo		
<b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</b>		
<b>Denominación</b>	Equipamientos. Apoyo elástico y juntas de dilatación.	<b>Nº de plano</b> 12
<b>Escalas</b>	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b>	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



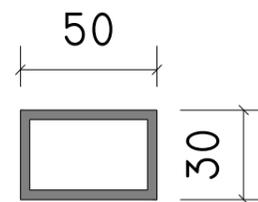
E 1:10



E 1:100



SECCIÓN TRANSVERSAL  
PARTE INFERIOR



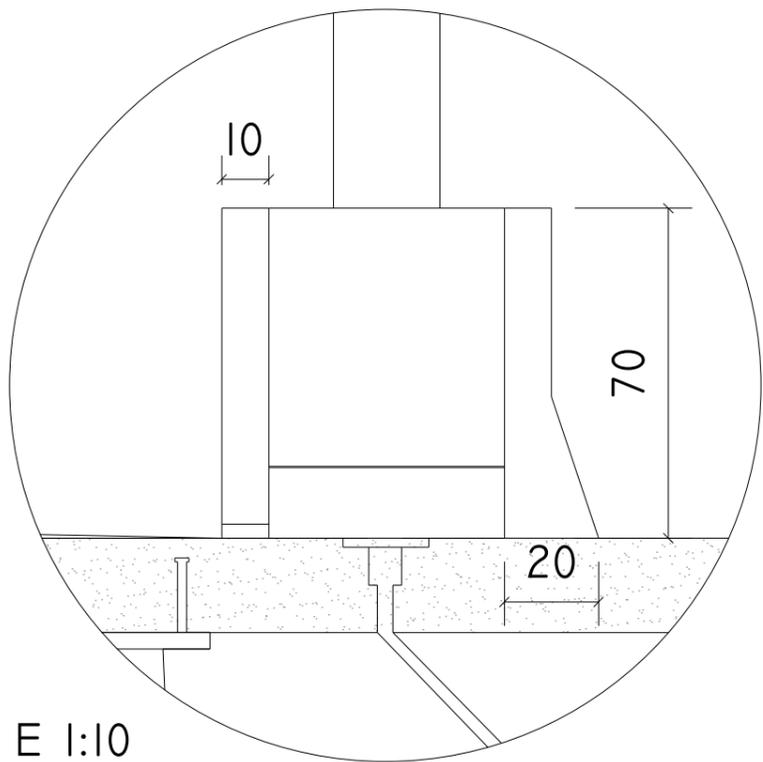
SECCIÓN TRANSVERSAL  
PARTE SUPERIOR

E 1:2

COTAS EN MM

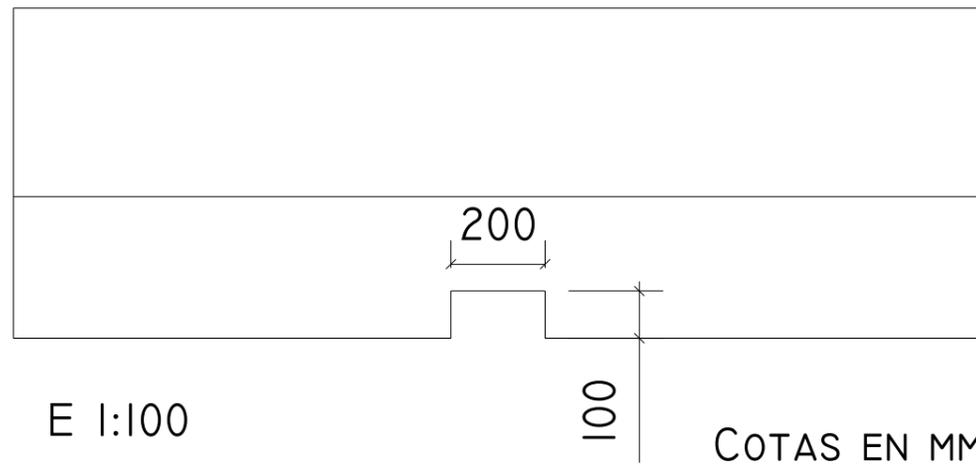
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
Acero (S-275)	BARANDILLAS	S- 275	1.05

<p>Título</p> <p>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</p>		
<p>Denominación</p> <p>Equipamientos. Barandillas</p>		<p>Nº de plano</p> <p>13</p>
<p>Escalas</p> <p>Varias</p>	<p>Tutor</p> <p>Vicente José López Desfilis</p>	<p>Fecha</p> <p>Junio 2014</p>
<p>E.T.S.I.C.C.P.</p> 	<p>Autores</p> <p>Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea</p>	



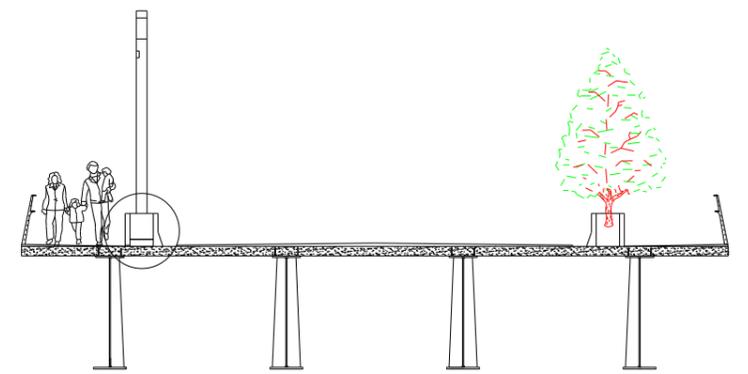
E 1:10

COTAS EN CM

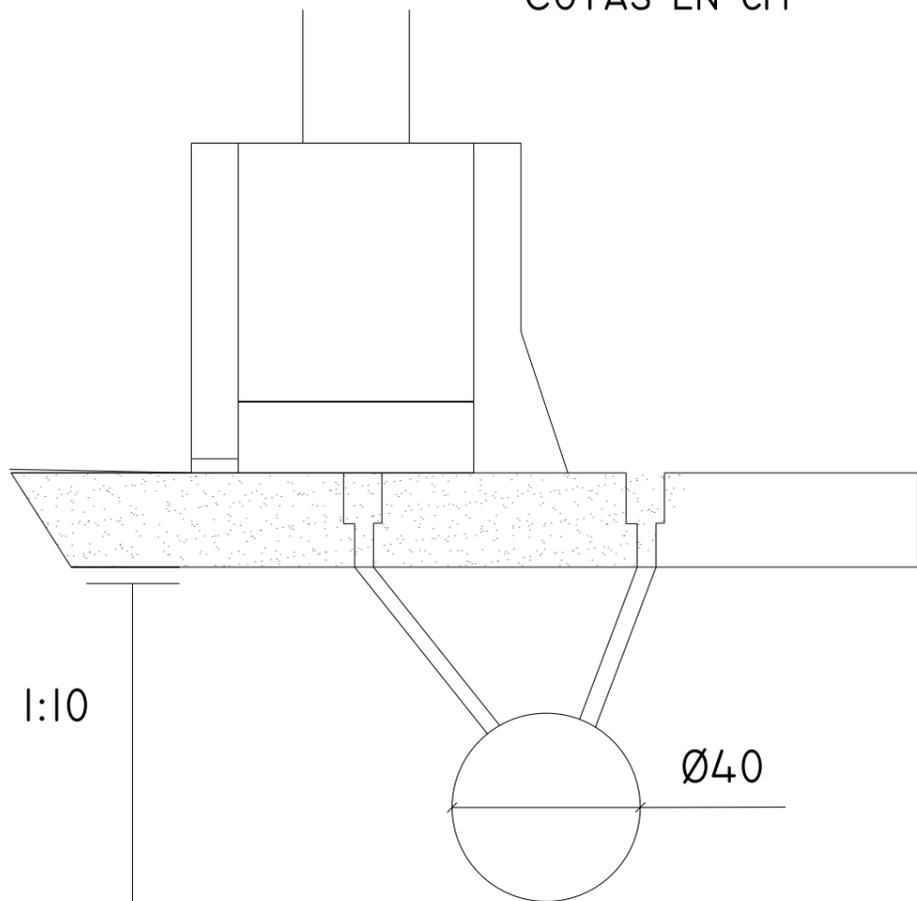


E 1:100

COTAS EN MM

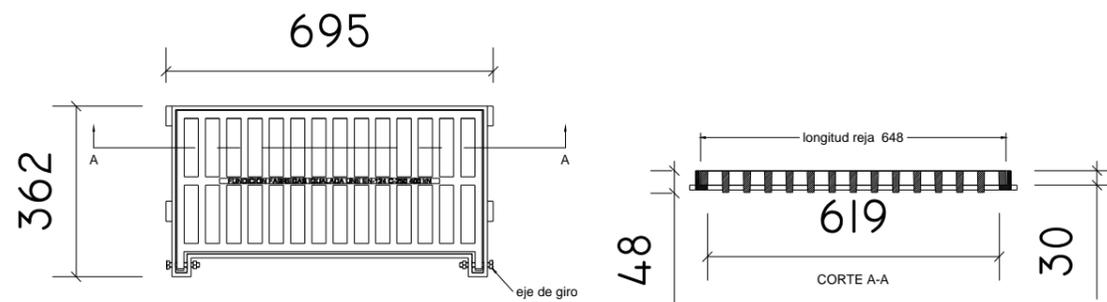


E 1:100



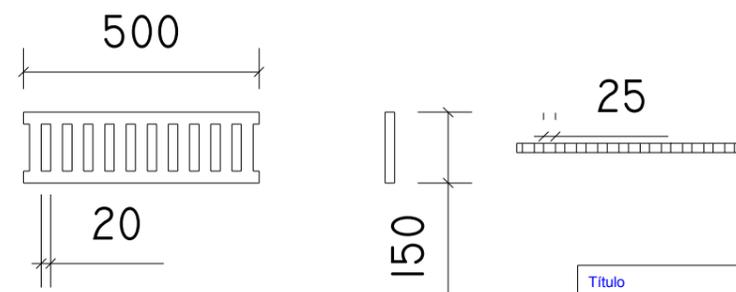
E 1:10

COTAS EN CM



E 1:10

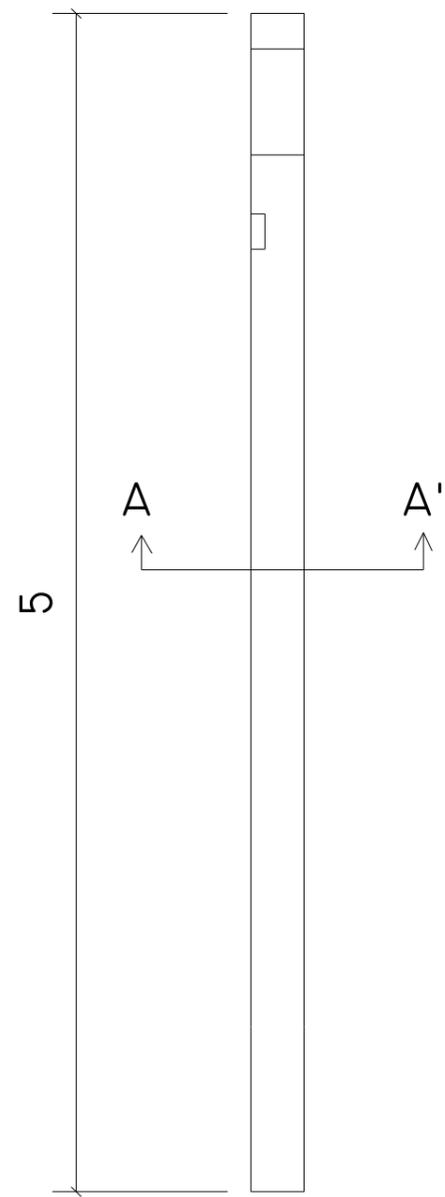
SUMIDERO DE LA CALZADA



SUMIDERO DE LA ACERA  
COTAS EN MM

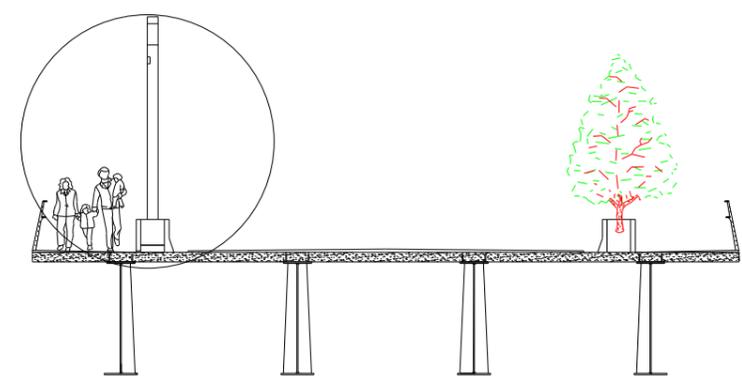
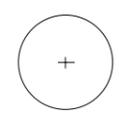
CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
ACERO	ALCANTARILLAS	S- 275	1.05
HORMIGÓN	JARDINERAS	HA-35/20/11b	1.5

<p>Título</p> <p>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</p>		
<p>Denominación</p> <p>Equipamientos. Jardinería y sumideros</p>	<p>Nº de plano</p> <p>14</p>	
<p>Escalas</p> <p>Varias</p>	<p>Tutor</p> <p>Vicente José López Desfilis</p>	<p>Fecha</p> <p>Junio 2014</p>
<p>E.T.S.I.C.C.P.</p> 	<p>Autores</p> <p>Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea</p>	



E 1:20

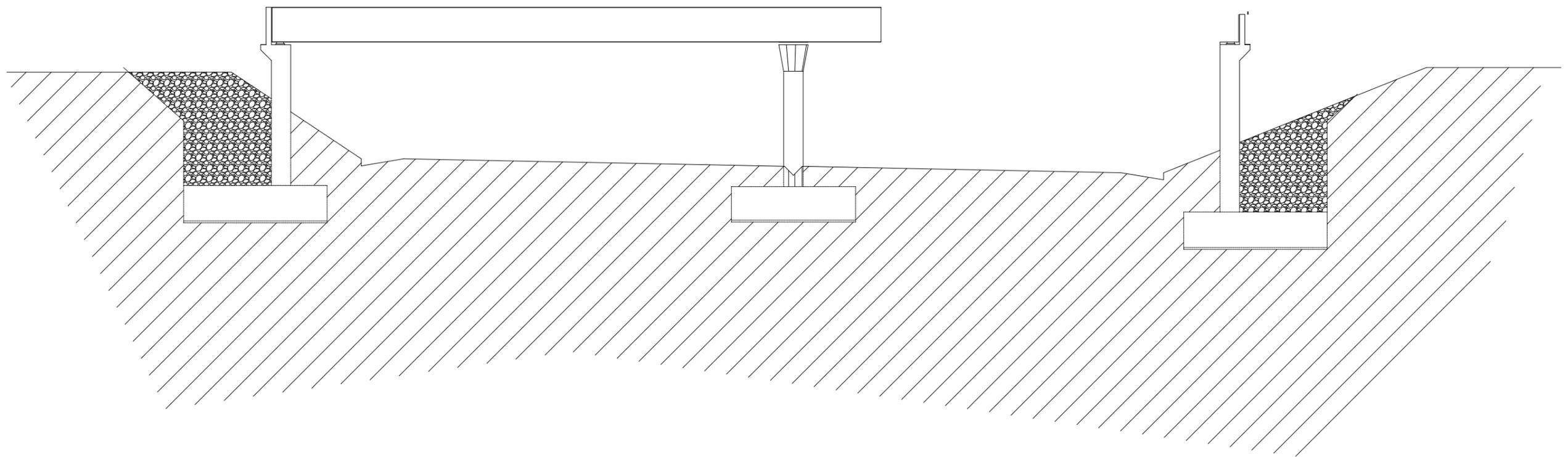
SECCIÓN A-A' PLANTA DEL  
BÁCULO DE ILUMINACIÓN



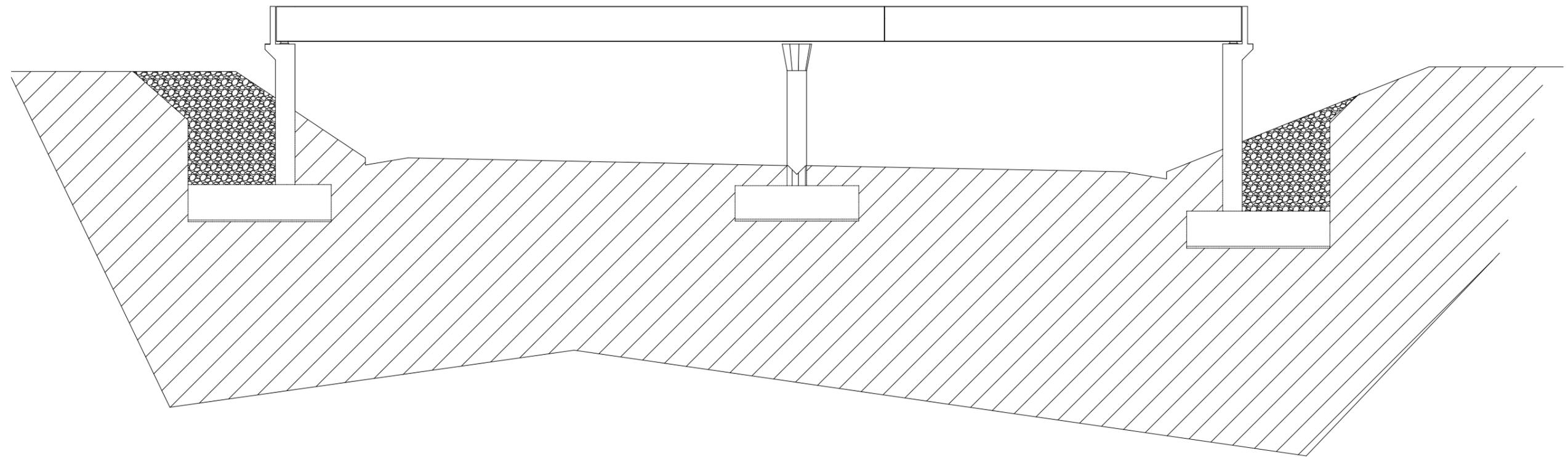
E 1:100

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS			
ELEMENTOS	LOCALIZACIÓN	TIPO	COEF. SEGURIDAD
ACERO	BÁCULOS DE ILUMINACIÓN	S- 275	1.05

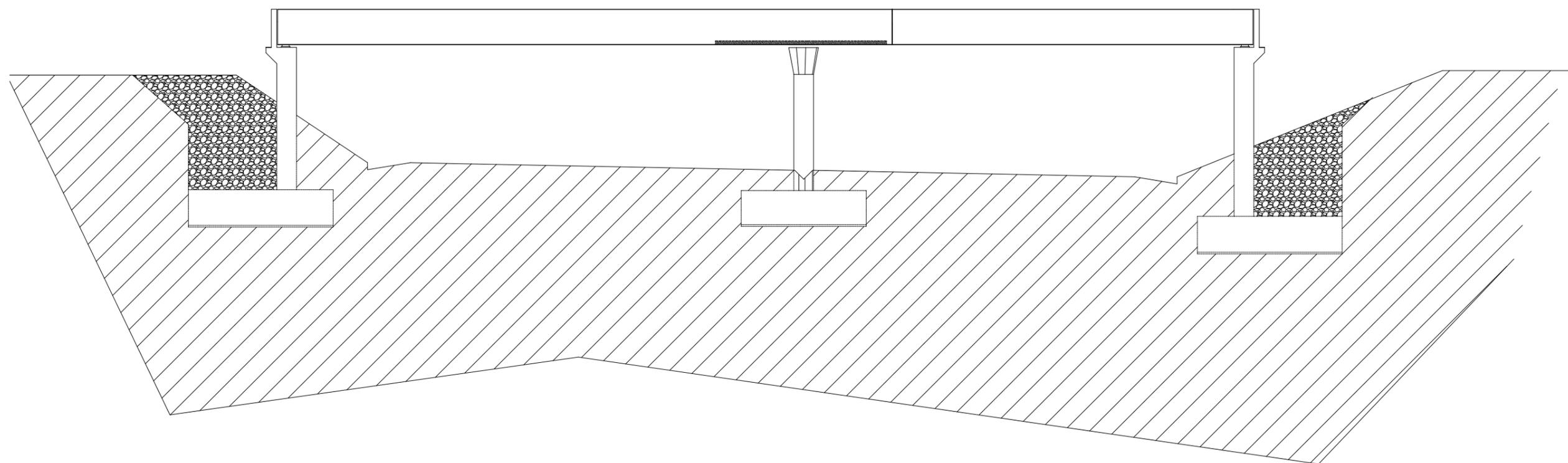
<p><b>Título</b></p> <p>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</p>		
<p><b>Denominación</b></p> <p>Equipamientos. Báculos de iluminación</p>		<p><b>Nº de plano</b></p> <p>15</p>
<p><b>Escalas</b></p> <p>Varias</p>	<p><b>Tutor</b></p> <p>Vicente José López Desfilis</p>	<p><b>Fecha</b></p> <p>Junio 2014</p>
<p><b>E.T.S.I.C.C.P.</b></p> 	<p><b>Autores</b></p> <p>Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea</p>	



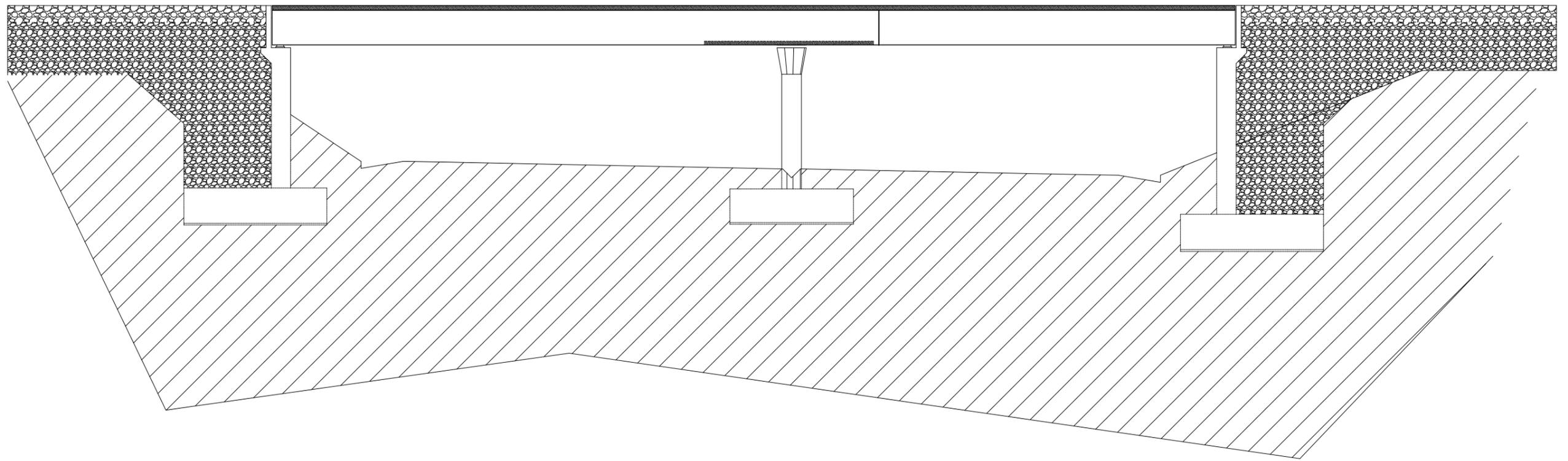
Título <b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA          CV-30 (RONDA NORD)</b>		
Denominación Proceso constructivo. Fase I		Nº de plano 16
Escalas 1:300	Tutor Vicente José López Desfilis	Fecha Junio 2014
E.T.S.I.C.C.P. 	Autores Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



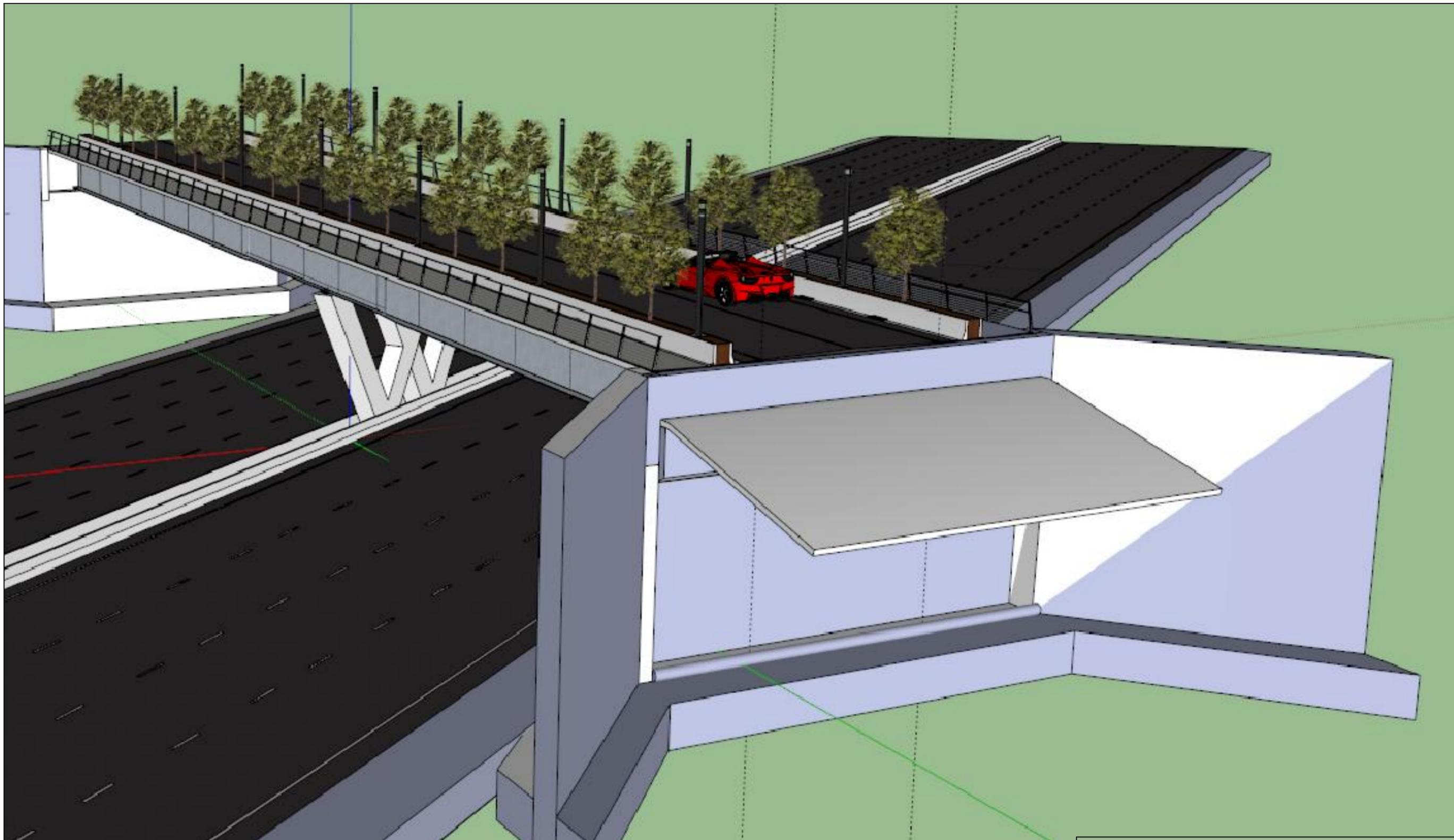
Título <b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA          CV-30 (RONDA NORD)</b>		
Denominación Proceso constructivo. Fase II		Nº de plano 17
Escalas 1:300	Tutor Vicente José López Desfilis	Fecha Junio 2014
E.T.S.I.C.C.P. 	Autores Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



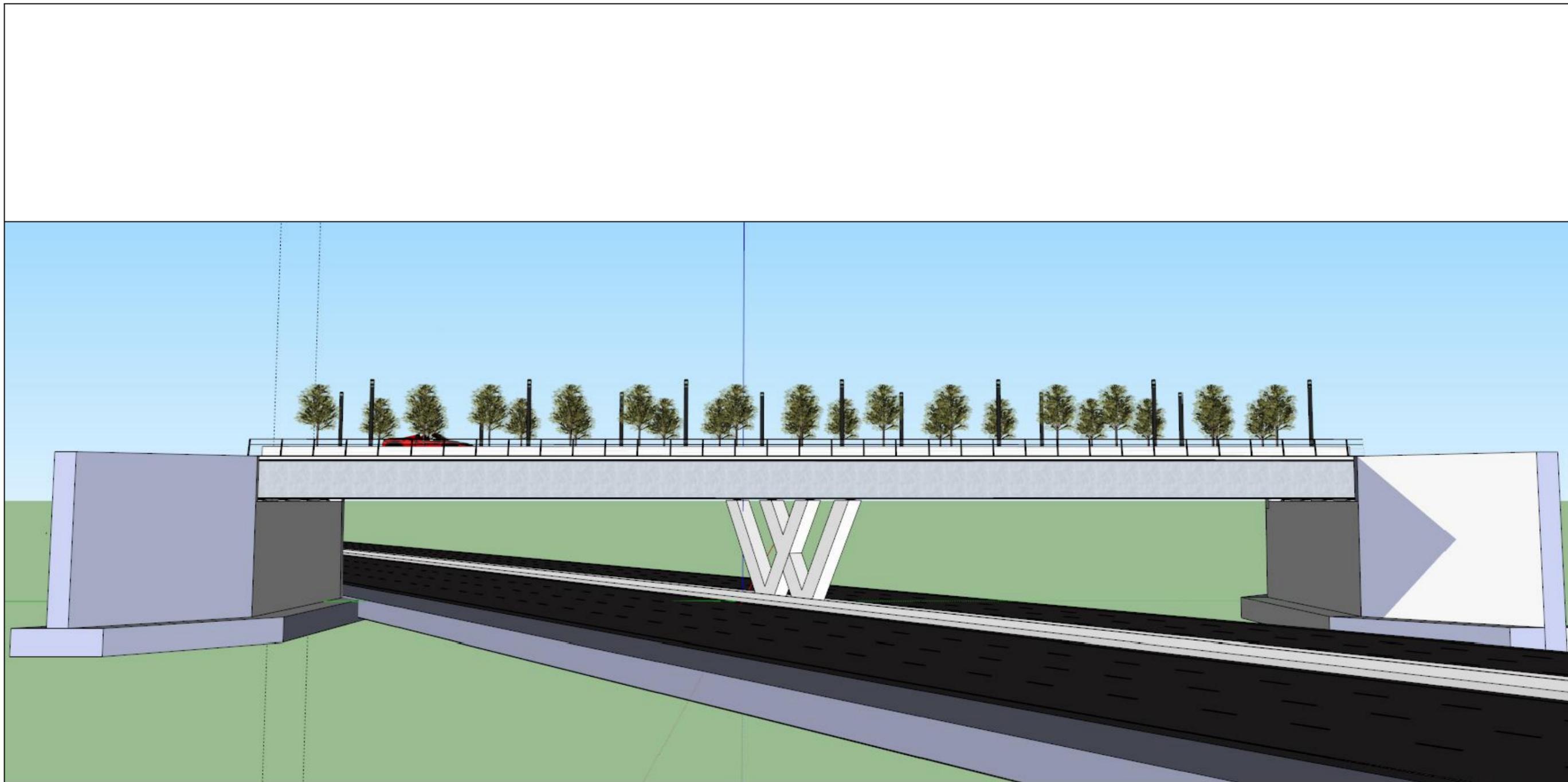
Titulo <b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA          CV-30 (RONDA NORD)</b>		
Denominación Proceso constructivo. Fase III		Nº de plano 18
Escalas 1:300	Tutor Vicente José López Desfilis	Fecha Junio 2014
E.T.S.I.C.C.P. 	Autores Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



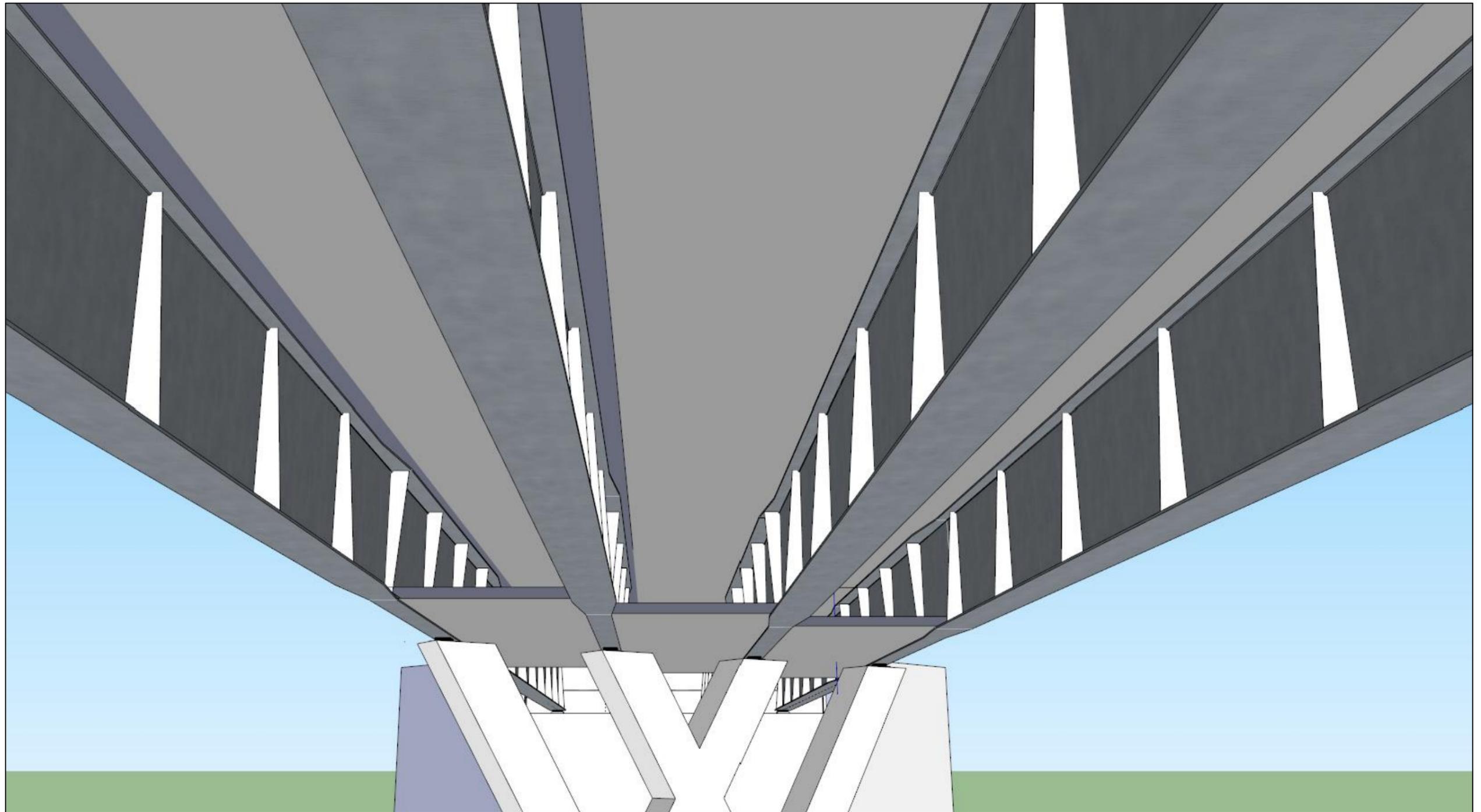
Titulo <b>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA          CV-30 (RONDA NORD)</b>		
Denominación Proceso constructivo. Fase IV		Nº de plano 19
Escalas 1:300	Tutor Vicente José López Desfilis	Fecha Junio 2014
E.T.S.I.C.C.P. 	Autores Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



<p>Título</p> <p>ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)</p>		
<p>Denominación</p> <p>Modelo 3D. Perspectiva.</p>		<p>Nº de plano</p> <p>20</p>
<p>Escalas</p> <p>Varias</p>	<p>Tutor</p> <p>Vicente José López Desfilis</p>	<p>Fecha</p> <p>Junio 2014</p>
<p>E.T.S.I.C.C.P.</p> 	<p>Autores</p> <p>Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea</p>	



<b>Título</b> ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)		
<b>Denominación</b> Modelo 3D.Alzado.		<b>Nº de plano</b> 21
<b>Escalas</b> Varias	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b> 	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



<b>Título</b> ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)		
<b>Denominación</b> Modelo 3D. Detalle vigas metálicas.		<b>Nº de plano</b> 22
<b>Escalas</b> Varias	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b> 	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	



<b>Título</b> ESTRUCTURA DE PASO SUPERIOR SOBRE AUTOVÍA CV-30 (RONDA NORD)		
<b>Denominación</b> Modelo 3D. Detalle barandilla y jardinera...		<b>Nº de plano</b> 23
<b>Escalas</b> Varias	<b>Tutor</b> Vicente José López Desfilis	<b>Fecha</b> Junio 2014
<b>E.T.S.I.C.C.P.</b> 	<b>Autores</b> Alejandro Barberá Carpio Enrique Pardo Goicoehea	

# CAPÍTULO VII. Valoración económica.

---

## ÍNDICE

1. Introducción.....	158
2. Cuadro de precios nº 1.....	159
3. Cuadro de precios nº 2.....	163
4. Resumen de presupuesto.....	169

AUTORES:

BARBERÁ CARPIO, ALEJANDRO.

PARDO GOICOECHEA, ENRIQUE.

## INTRODUCCIÓN

---

En este capítulo se realiza una valoración económica de la obra considerada “a priori”, para ello se han utilizado los rendimientos y equipos pensados para el programa de trabajos.

Por otro lado, las mediciones utilizadas para la valoración económica se corresponden con las medidas dispuestas en los planos mostrados en el capítulo VI.

Se han generado en este capítulo los cuadros de precios tanto el número 1 como el número 2. Se han supuesto los siguientes coeficientes necesarios para el cálculo del presupuesto de la obra:

Coeficiente	Valor
Porcentaje de IVA repercutido y soportado	21%
Porcentaje de costes indirectos de presupuesto	5%
Porcentaje de beneficio industrial	13%
Porcentaje de gastos generales	6%

*Tabla 7.1 – Valores de los coeficientes económicos necesarios para el cálculo del presupuesto.*

CUADRO DE PRECIOS Nº 1

01 INSTALACIONES				02 CIMENTACIONES DE ESTRIBOS Y PILAS			
S01C180	ms	ALQUILER CASETA OFIC.+ASEO 14,60 m2	354,49	O01A090	h.	Cuadrilla A	34,51
		TRESCIENTOS CINCUENTA Y CUATRO con CUARENTA Y NUEVE CÉNTIMOS				TREINTA Y CUATRO con CINCUENTA Y UN CÉNTIMOS	
S01A040	ud	ACOMETIDA PROVIS. SANEAMIENTO	674,73	02.1		CIMENTACIÓN DE PILA	117.934,57
		SEISCIENTOS SETENTA Y CUATRO con SETENTA Y TRES CÉNTIMOS				CIENTO DIECISIETE MIL NOVECIENTOS TREINTA Y CUATRO con CINCUENTA Y SIETE CÉNTIMOS	
S01A010	m.	ACOMETIDA ELÉCT. CASETA 4x4 mm2.	6,05	02.2		CIMENTACIÓN DE ESTRIBOS	324.023,18
		SEIS con CINCO CÉNTIMOS				TRESCIENTOS VEINTICUATRO MIL VEINTITRES con DIECIOCHO CÉNTIMOS	
S01M010	ud	PERCHA PARA DUCHA O ASEO	5,99	P01HD040	m3	Horm.elem. no resist.HM-7,5/P/40 central	42,43
		CINCO con NOVENTA Y NUEVE CÉNTIMOS				CUARENTA Y DOS con CUARENTA Y TRES CÉNTIMOS	
S01M030	ud	ESPEJO VESTUARIOS Y ASEOS	18,17	U02CZE030	m3	EXC. EN ZANJA Y/O PO TERR.TRÁNS.	7,73
		DIECIOCHO con DIECISIETE CÉNTIMOS				SIETE con SETENTA Y TRES CÉNTIMOS	
S01M040	ud	JABONERA INDUSTRIAL 1 l.	13,38	E04EA030	m3	H.ARM.HA-30/B/32/IIa 60 kg.ENCEP.V.M Hormigón armado HA-30/B/32/IIa, de 30 N/mm2., consistencia blanda, Tmáx. 32 mm., para ambiente humedad alta, elaborado en central en relleno de encepados de pilotes de cimentación, incluso armadura (60 kg/m3.), encofrado y desencofrado, vertido mediante medios manuales, vibrado,curado y colocado. Según EHE-08 y DB-SE-C.	363,28
		TRECE con TREINTA Y OCHO CÉNTIMOS				TRESCIENTOS SESENTA Y TRES con VEINTIOCHO CÉNTIMOS	
S01M050	ud	SECAMANOS ELÉCTRICO	46,49	E04PI080	m.	PILOTE ENTU.RECU.D=100cm.CPI-4 Pilote fabricado in situ CPI-4 (NTE-CPI), de extracción con entubación recuperable, ejecutado mediante presión y ligero vaivén, excavación y extracción de tierras del interior de tubo, de D=100 cm., en terrenos de consistencia blanda o media, hormigonado por tubo con hormigón HA-25/F/20/IIa de central, de consistencia fluida y acero B 500 S, para profundidades menores de 15 m., i/p.p. de transporte de equipo mecánico, descabezado, limpieza y retirada de sobrantes. Según EHE-08 y DB-SE-C.	294,57
		CUARENTA Y SEIS con CUARENTA Y NUEVE CÉNTIMOS				DOSCIENTOS NOVENTA Y CUATRO con CINCUENTA Y SIETE CÉNTIMOS	
S01M060	ud	HORNO MICROONDAS	32,83			DOS con SESENTA Y CINCO CÉNTIMOS	2,65
		TREINTA Y DOS con OCHENTA Y TRES CÉNTIMOS				CUATROCIENTOS TREINTA Y NUEVE con TREINTA CÉNTIMOS	
S01M070	ud	TAQUILLA METÁLICA INDIVIDUAL	41,54	U03CA040	kg	ACERO CORR. B 500 S PREFOR.	439,30
		CUARENTA Y UN con CINCUENTA Y CUATRO CÉNTIMOS				CUATROCIENTOS TREINTA Y NUEVE con TREINTA CÉNTIMOS	
S01M080	ud	MESA MELAMINA PARA 10 PERSONAS	64,44	E04CA060	m3	H.ARM. HA-25/B/32/IIa CIM.V.G.ENCOF Hormigón armado HA-25/B/32/IIa, de 25 N/mm2., consistencia blanda, Tmáx. 32 mm., para ambiente humedad alta, elaborado en central en relleno de zapatas y zanjas de cimentación, incluso armadura (40 kg/m3.), encofrado y desencofrado, vertido con grúa, vibrado, curado y colocado. Según EHE-08 y DB-SE-C.	11,73
		SESENTA Y CUATRO con CUARENTA Y CUATRO CÉNTIMOS				ONCE con SETENTA Y TRES CÉNTIMOS	
S01M090	ud	BANCO MADERA PARA 5 PERSONAS	63,70	U02CZR020	m3	RELLENO DE ARENA EN ZANJAS	
		SESENTA Y TRES con SETENTA CÉNTIMOS					
S01M100	ud	DEPÓSITO-CUBO DE BASURAS	34,62				
		TREINTA Y CUATRO con SESENTA Y DOS CÉNTIMOS					
S01M110	ud	BOTIQUÍN DE URGENCIA	102,84				
		CIENTO DOS con OCHENTA Y CUATRO CÉNTIMOS					
S01M120	ud	REPOSICIÓN BOTIQUÍN	77,18				
		SETENTA Y SIETE con DIECIOCHO CÉNTIMOS					

<b>03 EJECUCIÓN DE ESTRIBOS</b>				<b>04 EJECUCIÓN DE LAS PILAS</b>			
O01A090	h.	Cuadrilla A	34,51	P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	66,95
		TREINTA Y CUATRO con CINCUENTA Y UN CÉNTIMOS				SESENTA Y SEIS con NOVENTA Y CINCO CÉNTIMOS	
P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	66,95	U03CA040	kg	ACERO CORR. B 500 S PREFOR.	2,65
		SESENTA Y SEIS con NOVENTA Y CINCO CÉNTIMOS				DOS con SESENTA Y CINCO CÉNTIMOS	
E05HSD020	m2	ENC.MADERA M-H PILARES VISTO	33,76	O01BE020	h.	Ayudante- Encofrador	15,47
		TREINTA Y TRES con SETENTA Y SEIS CÉNTIMOS				QUINCE con CUARENTA Y SIETE CÉNTIMOS	
E05HSD010	m2	ENC.MADERA EN PILARES 4 POST.	22,77	O01BE010	h.	Oficial 1ª Encofrador	16,03
		VEINTIDOS con SETENTA Y SIETE CÉNTIMOS				DIECISEIS con TRES CÉNTIMOS	
U04W040	m2	LÁMINA GEOTEXTIL 230 g/m2 O.F.	2,82	O01BF030	h.	Oficial 1ª Ferrallista	16,54
		DOS con OCHENTA Y DOS CÉNTIMOS				DIECISEIS con CINCUENTA Y CUATRO CÉNTIMOS	
U14MT050	m.	CANAL DREN CELDAS PP 410x610 mm	63,71	O01BF040	h.	Ayudante- Ferrallista	15,81
		SESENTA Y TRES con SETENTA Y UN CÉNTIMOS				QUINCE con OCHENTA Y UN CÉNTIMOS	
				O01A070	h.	Peón ordinario	13,41
						TRECE con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS	
				U03CEM050	m2	ENCOF.MADERA VISTA MUROS 1C<3m	25,60
						VEINTICINCO con SESENTA CÉNTIMOS	

<b>05 EJECUCIÓN DEL TABLERO</b>			
<b>05.1 LOSA SUPERIOR</b>			
001A090	h.	Cuadrilla A	34,51
P03AC150	kg	Acero corrugado B 500 S/SD 12 mm	1,91
P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	66,95
05.2	m2	Prelosa prefabricada	74,55
<b>05.4 LOSA INFERIOR</b>			
001A070	h.	Peón ordinario	13,41
001BF030	h.	Oficial 1ª Ferrallista	16,54
001BF040	h.	Ayudante- Ferrallista	15,81
P03AC150	kg	Acero corrugado B 500 S/SD 12 mm	1,91
P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	66,95
<b>05.5 VIGA METÁLICA</b>			
P03AL200	kg	Acero laminado S 355 J0	1,25
001BS800	h.	Oficial 1ª Soldador	17,83
001BS810	h.	Ayudante- Soldador	16,78
001E160	h.	Maquinista o conductor	12,76
001BG025	h.	Oficial 1ª Gruista	14,43
M02GT080	h.	Grúa torre s/vía 325 txm.	121,57
<b>05.6 SUBESTRUCTURA</b>			
<b>05.6.1 JUNTAS DE DILATACIÓN</b>			
05.6.1.1	m	JUNTA DE DILATACIÓN	346,50
001A090	h.	Cuadrilla A	34,51

<b>05.6.2 FIRMES</b>			
001A030	h.	Oficial primera	14,09
001A070	h.	Peón ordinario	13,41
05.6.2.1	m2	IMPERMEABILIZACIÓN Impermeabilización de tableros de puentes, con solución monocapa constituida por: imprimación asfáltica, lámina asfáltica de betún modificado con elastómeros totalmente adherida al soporte con soplete. Totalmente instalada.	19,78
U04CM210	m2	PAV.MICROAGLASF.CALI.SILI.e=4cm	3,52
U04AOH120	m2	PAV.BALDOSA CHINA LAVA.40x40x4,5	19,67
<b>05.6.3 BARRERAS</b>			
001A030	h.	Oficial primera	14,09
001A070	h.	Peón ordinario	13,41
U05DBA010	m.	BARRERA DE SEGURIDAD ANCLADA	35,82
U05DAA070	m.	BARANDILLA RECTANGULAR 3 TUBOS	77,51
<b>05.6.4 JARDINERÍA</b>			
001BJ270	h.	Oficial 1ª Jardinero	15,07
001BJ280	h.	Peón	12,51
P01AJ030	m3	Arena silícea amarilla (albero)	48,18
U09PA360	ud	PINUS SYLVESTRIS FASTIG.1,5-2 m.	62,59
<b>05.6.5 DRENAJE SUPERFICIAL</b>			
U14ODC150	m.	TUB.DREN.PVC CORR.DOBL E CIRC.SN4 400 mm	83,17
U14EU010	ud	SUMIDERO CALZADA FUND.50x40x50cm	238,68
U14EU001	ud	SUMIDERO CALZADA FUND.30x40x40cm	98,16

<b>05.6.6 IMPOSTAS</b>			
U05DC020	m	PRETIL HORMIGON PREFABRICADO	72,00
		SETENTA Y DOS	
<b>05.6.7 ILUMINACIÓN</b>			
O01A030	h.	Oficial primera	14,09
		CATORCE con NUEVE CÉNTIMOS	
O01A070	h.	Peón ordinario	13,41
		TRECE con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS	
O01BL200	h.	Oficial 1ª Electricista	16,68
		DIECISEIS con SESENTA Y OCHO CÉNTIMOS	
O01BL210	h.	Oficial 2ª Electricista	16,26
		DIECISEIS con VEINTISEIS CÉNTIMOS	
U08EEB030	ud	BÁCULO COMPLETO 10m/VSAP 250 W.	1.322,91
		MIL TRESCIENTOS VEINTIDOS con NOVENTA Y UN CÉNTIMOS	
<b>05.6.8 MARCAS VIALES</b>			
O01A030	h.	Oficial primera	14,09
		CATORCE con NUEVE CÉNTIMOS	
O01A070	h.	Peón ordinario	13,41
		TRECE con CUARENTA Y UN CÉNTIMOS	
U05HMC020	m.	MARCA VIAL P. ACRÍLICA a=10 cm	0,74
		CERO con SETENTA Y CUATRO CÉNTIMOS	
<b>0.5.6.9 APARATOS DE APOYO</b>			
05.1	u	Aparatos de apoyo	2.811,40
		Apoyo de neopreno confinado- teflón tipo POT PL-600, sustituible	
		DOS MIL OCHOCIENTOS ONCE con CUARENTA CÉNTIMOS	

CUADRO DE PRECIOS N° 2

01		INSTALACIONES			
S01C180	ms	ALQUILER CASETA OFIC.+ASEO 14,60 m2		Mano de obra .....	1,09
				Resto de obra y materiales .....	336,52
				Suma la partida.....	337,61
				Costes indirectos ..... 5,00%	16,88
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>354,49</b>
S01A040	ud	ACOMETIDA PROVIS. SANEAMIENTO		Resto de obra y materiales .....	642,60
				Suma la partida.....	642,60
				Costes indirectos ..... 5,00%	32,13
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>674,73</b>
S01A010	m.	ACOMETIDA ELÉCT. CASETA 4x4 mm2.		Mano de obra .....	1,59
				Resto de obra y materiales .....	4,17
				Suma la partida.....	5,76
				Costes indirectos ..... 5,00%	0,29
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>6,05</b>
S01M010	ud	PERCHA PARA DUCHA O ASEO		Mano de obra .....	1,28
				Resto de obra y materiales .....	4,42
				Suma la partida.....	5,70
				Costes indirectos ..... 5,00%	0,29
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>5,99</b>
S01M030	ud	ESPEJO VESTUARIOS Y ASEOS		Mano de obra .....	1,28
				Resto de obra y materiales .....	16,02
				Suma la partida.....	17,30
				Costes indirectos ..... 5,00%	0,87
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>18,17</b>
S01M040	ud	JABONERA INDUSTRIAL 1 l.		Mano de obra .....	1,28
				Resto de obra y materiales .....	11,46
				Suma la partida.....	12,74
				Costes indirectos ..... 5,00%	0,64
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>13,38</b>
S01M050	ud	SECAMANOS ELÉCTRICO		Mano de obra .....	1,28
				Resto de obra y materiales .....	43,00
				Suma la partida.....	44,28
				Costes indirectos ..... 5,00%	2,21
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>46,49</b>
S01M060	ud	HORNO MICROONDAS		Mano de obra .....	1,28
				Resto de obra y materiales .....	29,99
				Suma la partida.....	31,27
				Costes indirectos ..... 5,00%	1,56
				<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>32,83</b>
S01M070	ud	TAQUILLA METÁLICA INDIVIDUAL		Mano de obra .....	1,28
				Resto de obra y materiales .....	38,28

S01M080 ud MESA MELAMINA PARA 10 PERSONAS

S01M090 ud BANCO MADERA PARA 5 PERSONAS

S01M100 ud DEPÓSITO-CUBO DE BASURAS

S01M110 ud BOTIQUÍN DE URGENCIA

S01M120 ud REPOSICIÓN BOTIQUÍN

02 CIMENTACIONES DE ESTRIBOS Y PILAS

O01A090 h. Cuadrilla A

02.1 CIMENTACIÓN DE PILA

02.2 CIMENTACIÓN DE ESTRIBOS

Suma la partida.....		39,56
Costes indirectos..... 5,00%		1,98
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>41,54</b>
Mano de obra.....		1,28
Resto de obra y materiales .....		60,09
Suma la partida.....		61,37
Costes indirectos..... 5,00%		3,07
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>64,44</b>
Mano de obra.....		1,28
Resto de obra y materiales .....		59,39
Suma la partida.....		60,67
Costes indirectos..... 5,00%		3,03
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>63,70</b>
Resto de obra y materiales .....		32,97
Suma la partida.....		32,97
Costes indirectos..... 5,00%		1,65
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>34,62</b>
Mano de obra.....		1,28
Resto de obra y materiales .....		96,66
Suma la partida.....		97,94
Costes indirectos..... 5,00%		4,90
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>102,84</b>
Resto de obra y materiales .....		73,50
Suma la partida.....		73,50
Costes indirectos..... 5,00%		3,68
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>77,18</b>

Mano de obra .....		32,87
Suma la partida .....		32,87
Costes indirectos ..... 5,00%		1,64
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>34,51</b>
Mano de obra .....		12.533,12
Maquinaria .....		12.030,40
Resto de obra y materiales .....		87.755,12
Suma la partida .....		112.318,64
Costes indirectos ..... 5,00%		5.615,93
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>117.934,57</b>
Mano de obra .....		47.313,75
Maquinaria .....		38.198,25
Resto de obra y materiales .....		223.081,50
Suma la partida .....		308.593,50

			Costes indirectos .....	5,00%	15.429,68
<b>P01HD040</b>	<b>m3</b>	<b>Horm.elem. no resist.HM-7,5/P/40 central</b>	<b>TOTAL PARTIDA .....</b>		<b>324.023,18</b>
			Suma la partida .....		40,41
			Costes indirectos .....	5,00%	2,02
<b>U02CZE030</b>	<b>m3</b>	<b>EXC. EN ZANJA Y/O PO TERR.TRÁNS.</b>	<b>TOTAL PARTIDA .....</b>		<b>42,43</b>
			Mano de obra.....		1,32
			Maquinaria .....		6,04
			Suma la partida .....		7,36
			Costes indirectos .....	5,00%	0,37
<b>E04EA030</b>	<b>m3</b>	<b>H.ARM.HA-30/B/32/IIa 60 kg.ENCEP.V.M</b>	<b>TOTAL PARTIDA .....</b>		<b>7,73</b>
		Hormigón armado HA-30/B/32/IIa, de 30 N/mm2., consistencia blanda, Tmáx. 32 mm., para ambiente humedad alta, elaborado en central en relleno de encepados de pilotes de cimentación, incluso armadura (60 kg/m3.), encofrado y desencofrado, vertido mediante medios manuales, vibrado, curado y colocado. Según EHE-08 y DB-SE-C.			
			Mano de obra.....		133,21
			Maquinaria .....		1,22
			Resto de obra y materiales.....		211,55
			Suma la partida .....		345,98
			Costes indirectos .....	5,00%	17,30
<b>E04PI080</b>	<b>m.</b>	<b>PILOTE ENTU.RECU.D=100cm.CPI-4</b>	<b>TOTAL PARTIDA .....</b>		<b>363,28</b>
		Pilote fabricado in situ CPI-4 (NTE-CPI), de extracción con entubación recuperable, ejecutado mediante presión y ligero vaivén, excavación y extracción de tierras del interior de tubo, de D=100 cm., en terrenos de consistencia blanda o media, hormigonado por tubo con hormigón HA-25/F/20/IIa de central, de consistencia fluida y acero B 500 S, para profundidades menores de 15 m., i/p.p. de transporte de equipo mecánico, descabezado, limpieza y retirada de sobrantes. Según EHE-08 y DB-SE-C.			
			Mano de obra.....		49,12
			Maquinaria .....		138,14
			Resto de obra y materiales.....		93,28
			Suma la partida .....		280,54
			Costes indirectos .....	5,00%	14,03
<b>U03CA040</b>	<b>kg</b>	<b>ACERO CORR. B 500 S PREFOR.</b>	<b>TOTAL PARTIDA .....</b>		<b>294,57</b>
			Mano de obra.....		0,31
			Resto de obra y materiales.....		2,21
			Suma la partida .....		2,52
			Costes indirectos .....	5,00%	0,13
<b>E04CA060</b>	<b>m3</b>	<b>H.ARM. HA-25/B/32/IIa CIM.V.G.ENCOF</b>	<b>TOTAL PARTIDA .....</b>		<b>2,65</b>
		Hormigón armado HA-25/B/32/IIa, de 25 N/mm2., consistencia			

blanda, Tmáx. 32 mm., para ambiente humedad alta, elaborado en central en relleno de zapatas y zanjas de cimentación, incluso armadura (40 kg/m3.), encofrado y desencofrado, vertido con grúa, vibrado, curado y colocado. Según EHE-08 y DB-SE-C.

Mano de obra .....	66,35
Maquinaria .....	5,01
Resto de obra y materiales .....	347,02
Suma la partida .....	418,38
Costes indirectos .....	5,00% 20,92
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>439,30</b>
Mano de obra .....	1,28
Maquinaria .....	1,37
Resto de obra y materiales .....	8,52
Suma la partida .....	11,17
Costes indirectos .....	5,00% 0,56
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>11,73</b>

**U02CZR020 m3 RELLENO DE ARENA EN ZANJAS**

03 EJECUCIÓN DE ESTRIBOS			
001A090	h.	Cuadrilla A	
		Mano de obra.....	32,87
		Suma la partida.....	32,87
		Costes indirectos ..... 5,00%	1,64
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>34,51</b>
P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	
		Suma la partida.....	63,76
		Costes indirectos ..... 5,00%	3,19
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>66,95</b>
E05HSD020	m2	ENC.MADERA M-H PILARES VISTO	
		Mano de obra.....	19,80
		Resto de obra y materiales.....	12,35
		Suma la partida.....	32,15
		Costes indirectos ..... 5,00%	1,61
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>33,76</b>
E05HSD010	m2	ENC.MADERA EN PILARES 4 POST.	
		Mano de obra.....	13,50
		Maquinaria.....	4,68
		Resto de obra y materiales.....	3,51
		Suma la partida.....	21,69
		Costes indirectos ..... 5,00%	1,08
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>22,77</b>
U04W040	m2	LÁMINA GEOTEXTIL 230 g/m2 O.F.	
		Mano de obra.....	1,28
		Resto de obra y materiales.....	1,41
		Suma la partida.....	2,69
		Costes indirectos ..... 5,00%	0,13
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>2,82</b>
U14MT050	m.	CANAL DREN CELDAS PP 410x610 mm	
		Mano de obra.....	1,06
		Resto de obra y materiales.....	59,62
		Suma la partida.....	60,68
		Costes indirectos ..... 5,00%	3,03
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>63,71</b>

04 EJECUCIÓN DE LAS PILAS			
P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	
		Suma la partida.....	63,76
		Costes indirectos ..... 5,00%	3,19
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>66,95</b>
U03CA040	kg	ACERO CORR. B 500 S PREFOR.	
		Mano de obra.....	0,31
		Resto de obra y materiales.....	2,21

001BE020	h.	Ayudante- Encofrador	
		Mano de obra.....	14,73
		Suma la partida.....	14,73
		Costes indirectos ..... 5,00%	0,74
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>15,47</b>
001BE010	h.	Oficial 1ª Encofrador	
		Mano de obra.....	15,27
		Suma la partida.....	15,27
		Costes indirectos ..... 5,00%	0,76
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>16,03</b>
001BF030	h.	Oficial 1ª Ferrallista	
		Mano de obra.....	15,75
		Suma la partida.....	15,75
		Costes indirectos ..... 5,00%	0,79
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>16,54</b>
001BF040	h.	Ayudante- Ferrallista	
		Mano de obra.....	15,06
		Suma la partida.....	15,06
		Costes indirectos ..... 5,00%	0,75
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>15,81</b>
001A070	h.	Peón ordinario	
		Mano de obra.....	12,77
		Suma la partida.....	12,77
		Costes indirectos ..... 5,00%	0,64
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>13,41</b>
U03CEM050	m2	ENCOF.MADERA VISTA MUROS 1C<3m	
		Mano de obra.....	17,40
		Resto de obra y materiales.....	6,98
		Suma la partida.....	24,38
		Costes indirectos ..... 5,00%	1,22
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>25,60</b>

05 EJECUCIÓN DEL TABLERO			
0.5.1 LOSA SUPERIOR			
001A090	h.	Cuadrilla A	
		Mano de obra.....	32,87
		Suma la partida.....	32,87
		Costes indirectos ..... 5,00%	1,64
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>34,51</b>
P03AC150	kg	Acero corrugado B 500 S/SD 12 mm	
		Suma la partida.....	1,82
		Costes indirectos ..... 5,00%	0,09
		<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>1,91</b>
P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	
		Suma la partida.....	63,76
		Costes indirectos ..... 5,00%	3,19

05.2	m2	Prelosa prefabricada	TOTAL PARTIDA .....	66,95
			Suma la partida .....	71,00
			Costes indirectos ..... 5,00%	3,55
			TOTAL PARTIDA .....	74,55
<b>05.4</b>	<b>LOSA INFERIOR</b>			
001A070	h.	Peón ordinario	Mano de obra.....	12,77
			Suma la partida.....	12,77
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,64
			TOTAL PARTIDA .....	13,41
001BF030	h.	Oficial 1ª Ferrallista	Mano de obra.....	15,75
			Suma la partida.....	15,75
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,79
			TOTAL PARTIDA .....	16,54
001BF040	h.	Ayudante- Ferrallista	Mano de obra.....	15,06
			Suma la partida.....	15,06
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,75
			TOTAL PARTIDA .....	15,81
P03AC150	kg	Acero corrugado B 500 S/SD 12 mm	Suma la partida .....	1,82
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,09
			TOTAL PARTIDA .....	1,91
P01HC104	m3	Hormigón HA-35/P/20/IIb central	Suma la partida.....	63,76
			Costes indirectos ..... 5,00%	3,19
			TOTAL PARTIDA .....	66,95
<b>05.5</b>	<b>VIGA METÁLICA</b>			
P03AL200	kg	Acero laminado S 355 J0	Suma la partida .....	1,19
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,06
			TOTAL PARTIDA .....	1,25
001BS800	h.	Oficial 1ª Soldador	Mano de obra.....	16,98
			Suma la partida.....	16,98
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,85
			TOTAL PARTIDA .....	17,83
001BS810	h.	Ayudante- Soldador	Mano de obra.....	15,98
			Suma la partida.....	15,98
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,80
			TOTAL PARTIDA .....	16,78
001E160	h.	Maquinista o conductor	Mano de obra.....	12,15
			Suma la partida.....	12,15
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,61
			TOTAL PARTIDA .....	12,76
001BG025	h.	Oficial 1ª Gruista	Mano de obra.....	13,74
			Suma la partida.....	13,74
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,69

M02GT080	h.	Grúa torre s/vía 325 txm.	TOTAL PARTIDA.....	14,43
			Maquinaria .....	115,78
			Suma la partida .....	115,78
			Costes indirectos ..... 5,00%	5,79
			TOTAL PARTIDA.....	121,57
<b>05.6</b>	<b>SUBESTRUCTURA</b>			
<b>05.6.1</b>	<b>JUNTAS DE DILATACIÓN</b>			
05.6.1.1	m	JUNTA DE DILATACIÓN	Suma la partida .....	330,00
			Costes indirectos ..... 5,00%	16,50
			TOTAL PARTIDA.....	346,50
001A090	h.	Cuadrilla A	Mano de obra .....	32,87
			Suma la partida .....	32,87
			Costes indirectos ..... 5,00%	1,64
			TOTAL PARTIDA.....	34,51
<b>05.6.2</b>	<b>FIRMES</b>			
001A030	h.	Oficial primera	Mano de obra .....	13,42
			Suma la partida .....	13,42
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,67
			TOTAL PARTIDA.....	14,09
001A070	h.	Peón ordinario	Mano de obra .....	12,77
			Suma la partida .....	12,77
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,64
			TOTAL PARTIDA.....	13,41
05.6.2.1	m2	IMPERMEABILIZACIÓN Impermeabilización de tableros de puentes, con solución monocapa constituida por: imprimación asfáltica, lámina asfáltica de betún modificado con elastómeros totalmente adherida al soporte con soplete. Totalmente instalada.	Suma la partida .....	18,84
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,94
			TOTAL PARTIDA.....	19,78
U04CM210	m2	PAV.MICROAGL.ASF.CALI.SILI.e=4cm	Suma la partida .....	3,35
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,17
			TOTAL PARTIDA.....	3,52
U04AOH120	m2	PAV.BALDOSA CHINA LAVA.40x40x4,5	Mano de obra .....	7,25
			Maquinaria .....	0,03
			Resto de obra y materiales .....	11,45
			Suma la partida .....	18,73
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,94
			TOTAL PARTIDA.....	19,67
<b>05.6.3</b>	<b>BARRERAS</b>			
001A030	h.	Oficial primera	Mano de obra .....	13,42
			Suma la partida .....	13,42
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,67
			TOTAL PARTIDA.....	14,09
001A070	h.	Peón ordinario		

			Mano de obra.....	12,77
			Suma la partida.....	12,77
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,64
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>13,41</b>
U05DBA010	m.	BARRERA DE SEGURIDAD ANCLADA	Mano de obra.....	3,28
			Resto de obra y materiales.....	30,83
			Suma la partida.....	34,11
			Costes indirectos ..... 5,00%	1,71
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>35,82</b>
U05DAA070	m.	BARANDILLA RECTANGULAR 3 TUBOS	Mano de obra.....	13,77
			Resto de obra y materiales.....	60,05
			Suma la partida.....	73,82
			Costes indirectos ..... 5,00%	3,69
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>77,51</b>
<b>05.6.4 JARDINERÍA</b>				
001BJ270	h.	Oficial 1ª Jardinero	Mano de obra.....	14,35
			Suma la partida.....	14,35
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,72
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>15,07</b>
001BJ280	h.	Peón	Mano de obra.....	11,91
			Suma la partida.....	11,91
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,60
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>12,51</b>
P01AJ030	m3	Arena sílicea amarilla (albero)	Suma la partida.....	45,89
			Costes indirectos ..... 5,00%	2,29
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>48,18</b>
U09PA360	ud	PINUS SYLVESTRIS FASTIG.1,5-2 m.	Mano de obra.....	8,83
			Maquinaria.....	6,68
			Resto de obra y materiales.....	44,10
			Suma la partida.....	59,61
			Costes indirectos ..... 5,00%	2,98
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>62,59</b>
<b>05.6.5 DRENAJE SUPERFICIAL</b>				
U14ODC150	m.	TUB.DREN.PVC CORR.DOUBLE CIRC.SN4 400 mm	Mano de obra.....	15,70
			Resto de obra y materiales.....	63,51
			Suma la partida.....	79,21
			Costes indirectos ..... 5,00%	3,96
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>83,17</b>
U14EU010	ud	SUMIDERO CALZADA FUND.50x40x50cm	Mano de obra.....	76,34
			Maquinaria.....	1,90
			Resto de obra y materiales.....	149,08
			Suma la partida.....	227,31
			Costes indirectos ..... 5,00%	11,37
			<b>TOTAL PARTIDA .....</b>	<b>238,68</b>
U14EU001	ud	SUMIDERO CALZADA FUND.30x40x40cm	Mano de obra.....	40,82

			Maquinaria.....	0,08
			Resto de obra y materiales.....	52,59
			Suma la partida.....	93,49
			Costes indirectos ..... 5,00%	4,67
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>98,16</b>
<b>05.6.6 IMPOSTAS</b>				
U05DC020	m	PRETEL HORMIGON PREFABRICADO	Mano de obra.....	7,84
			Maquinaria.....	3,67
			Resto de obra y materiales.....	57,06
			Suma la partida.....	68,57
			Costes indirectos ..... 5,00%	3,43
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>72,00</b>
<b>05.6.7 ILUMINACIÓN</b>				
001A030	h.	Oficial primera	Mano de obra.....	13,42
			Suma la partida.....	13,42
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,67
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>14,09</b>
001A070	h.	Peón ordinario	Mano de obra.....	12,77
			Suma la partida.....	12,77
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,64
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>13,41</b>
001BL200	h.	Oficial 1ª Electricista	Mano de obra.....	15,89
			Suma la partida.....	15,89
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,79
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>16,68</b>
001BL210	h.	Oficial 2ª Electricista	Mano de obra.....	15,49
			Suma la partida.....	15,49
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,77
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>16,26</b>
U08EEB030	ud	BÁCULO COMPLETO 10m/VSAP 250 W.	Mano de obra.....	84,94
			Maquinaria.....	5,63
			Resto de obra y materiales.....	1.169,33
			Suma la partida.....	1.259,91
			Costes indirectos ..... 5,00%	63,00
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>1.322,91</b>
<b>05.6.8 MARCAS VIALES</b>				
001A030	h.	Oficial primera	Mano de obra.....	13,42
			Suma la partida.....	13,42
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,67
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>14,09</b>
001A070	h.	Peón ordinario	Mano de obra.....	12,77
			Suma la partida.....	12,77
			Costes indirectos ..... 5,00%	0,64
			<b>TOTAL PARTIDA.....</b>	<b>13,41</b>
U05HMC020	m.	MARCA VIAL P. ACRÍLICA a=10 cm		

Mano de obra.....		0,08
Maquinaria.....		0,21
Resto de obra y materiales.....		0,41
Suma la partida.....		0,70
Costes indirectos .....	5,00%	0,04
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>0,74</b>

**0.5.6.9 APARATOS DE APOYO**

05.1 u Aparatos de apoyo  
 Apoyo de neopreno confinado- teflón tipo POT PL-600,  
 sustituible

Suma la partida.....		2.677,52
Costes indirectos .....	5,00%	133,88
<b>TOTAL PARTIDA.....</b>		<b>2.811,40</b>

## RESUMEN DE PRESUPUESTO

01	INSTALACIONES.....	15.778,90	0,89
02	CIMENTACIONES DE ESTRIBOS Y PILAS.....	863.950,91	48,90
03	EJECUCIÓN DE ESTRIBOS.....	117.251,22	6,64
04	EJECUCIÓN DE LAS PILAS.....	56.193,72	3,18
05	EJECUCIÓN DEL TABLERO.....	713.636,55	40,39

<b>PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL</b>	<b>1.766.811,30</b>
--	---------------------

6,00 % Gastos generales .....	106.008,68
-------------------------------	------------

13,00 % Beneficio industrial.....	229.685,47
-----------------------------------	------------

Suma .....	335.694,15
------------	------------

<b>PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN SIN IVA</b>	<b>2.102.505,45</b>
---	---------------------

21% IVA.....	441.526,14
--------------	------------

<b>PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN</b>	<b>2.544.031,59</b>
---------------------------------------	---------------------

Asciende el presupuesto a la expresada cantidad de DOS MILLONES QUINIENTOS CUARENTA Y CUATRO MIL TREINTA Y UN con CINCUENTA Y NUEVE CÉNTIMOS

, 12 de junio de 2014

## CAPÍTULO VIII. BIBLIOGRAFÍA.

---

La bibliografía utilizada para el desarrollo del trabajo final de grado ha sido la siguiente:

- Asociación Española de Normalización y Certificación, & Comité Europeo de Normalización. (1997). *Eurocódigo 1. bases de proyecto y acciones en estructuras*. Madrid: Aenor.
- Asociación Española de Normalización y Certificación, & Comité Europeo de Normalización. (1996). *Eurocódigo 2. proyecto de estructuras de hormigón*. Madrid: Aenor.
- Asociación Española de Normalización y Certificación, & Comité Europeo de Normalización. (1996). *Eurocódigo 3. proyecto de estructuras de acero*. Madrid: Aenor.
- Asociación Española de Normalización y Certificación. (1996). *Eurocódigo 4. proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero*. Madrid: Aenor.
- España Ministerio de Fomento. (2011). *EAE. instrucción de acero estructural: Con comentarios de los miembros de la comisión permanente de estructuras de acero* (1ª, 2ª, 3ª ed.). Madrid: Ministerio de Fomento.
- Comisión Permanente del Hormigón, & España Ministerio de Fomento. (1999; 2006). *Instrucción de hormigón estructural: EHE* (2ª, 4ª, 5ª ed.). Madrid: Ministerio de Fomento.
- España. (2007). *Código técnico de la edificación (CTE)* ("º ed.). Madrid: Boletín Oficial del Estado.
- España Dirección General de Carreteras, & España Ministerio de Fomento. (1996). *Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras RPM-95*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- España Dirección General de Carreteras, & España Ministerio de Fomento. (1996). *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras RPX-95*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- España Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. (2011). *IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera* (2ª ed.). Madrid: Ministerio de Fomento.
- España Dirección General de Carreteras. (1982). *Instrucción de carreteras: Drenaje* (2ª ed.). Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Dirección General de Carreteras.
- España Dirección General de Carreteras, & España Ministerio de Fomento. (2003). *Trazado: Instrucción de carreteras, norma 3.1-IC* (2ª ed.). Madrid: Ministerio de Fomento.
- España Ministerio de Obras Públicas. (1972). *Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras*. Madrid: S.N.
- España Ministerio de Obras Públicas. (1990). *Instrucción 5.2-IC. drenaje superficial*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
- España Ministerio de Obras Públicas, & España Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales. (1975). *Firmes flexibles: Instrucción de carreteras. norma 6.1 IC*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales.
- España Dirección General de Carreteras, & España Dirección General de Carreteras. (2005). *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera* (2ª rev ed.). Madrid: Ministerio de Fomento.
- España Dirección General de Carreteras, & España Ministerio de Fomento. (2011). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- *Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera* (2000).
- La vegetación en el diseño de las obras públicas. (2012).

A continuación se indican los catálogos usados para el proyecto.

- Composan. (2014). Retrieved Mayo, 2014, from <http://www.composanpuentes.com/wp-content/uploads/catalogos/CATALOGO-JUNTAS-COMPOSAN.pdf>
- Fábregas. (2012/2013). Retrieved Mayo, 2014, from [http://www.grupfabregas.com/catalegs/ductil\\_alta.pdf](http://www.grupfabregas.com/catalegs/ductil_alta.pdf)
- Fundición Maceda S.L. (2013). Retrieved Mayo, 2014, from <http://fundicionmaceda.es/hierro-gris/16-tapas-registros-circulares.html>
- Gadea Hermanos. (2013). Retrieved Mayo, 2014, from <http://www.gadeahermanos.es/listado.php?familia=BALDOSA%20HIDRAULICA>
- Hess. (2014). *CITY ELEMENTS, lighting and other functions*. Retrieved Mayo, 2014, from [http://www.hess.eu/dldfile/Hess\\_CITY-ELEMENTS\\_EN.pdf](http://www.hess.eu/dldfile/Hess_CITY-ELEMENTS_EN.pdf)
- Mecnogumba. (2014). Retrieved Mayo, 2014, from [http://www.mecnogumba.com/descargas/1-CATALOGOS%20APOYOS%20ELASTOMERICOS%20\(MG\)/MG%20Apoyos%20Elastomericos.pdf](http://www.mecnogumba.com/descargas/1-CATALOGOS%20APOYOS%20ELASTOMERICOS%20(MG)/MG%20Apoyos%20Elastomericos.pdf)
- Norten PH. (2013). Retrieved Mayo, 2014, from [http://www.nortenph.com/images/productos/item45/Catalogo%20Obra%20Publica\(1\).pdf](http://www.nortenph.com/images/productos/item45/Catalogo%20Obra%20Publica(1).pdf)

Referencia al proyecto base para la realización del Trabajo Fin de Grado (TFG).

- Francisco Zamarbide García, Ramón Cutillas Cardenal. (2005). *Proyecto de la ronda nord de valencia (CV-30)*. Unpublished Generalitat Valenciana, Valencia.