



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

# **Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur.**

## **Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.**

**Trabajo final de grado**

*Titulación:* Grado en Ingeniería Civil

*Curso:* 2015/16

*Autor:* Fernando España Monedero

*Tutor:* Hugo Coll Carrillo

*Cotutor:* Julián Alcalá González

**Valencia, junio de 2016**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**DOCUMENTO N°1**

# **MEMORIA GENERAL TFG MULTIDISCIPLINAR**

**ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).**



ALUMNOS QUE FORMAN PARTE DEL TRABAJO FINAL DE GRADO MULTIDISCIPLINAR BAJO EL TÍTULO GENÉRICO:  
“ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).”

Alumno	Título
Almenar Guiot, Olga	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Anglés Sancho, Raúl	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Norte. Diseño de los nudos
Araque Andreu, Antonio	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Arenas Huerta, María	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Cardona Guerrero, Eduardo	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Catalán Pérez, Jorge	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
Cervera Martínez, Guillem	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Norte. Diseño geométrico y del firme
Cola Romero, José Luis	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
España Monedero, Fernando	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Fernández Benítez, Sandra	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
García Císcar, Isabel	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Centro. Diseño geométrico y del firme
López de la Torre, Rocío	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Norte. Estudio hidrológico y de drenaje
Martínez Gandía, Martín	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Martínez Ribes, Sergi	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Centro. Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Centro. Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativas Norte y Centro. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Ortega Díaz, Carlos	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
Ortuño Ortuño, Antonio	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural de las subestructuras
Pastor Martín, Guillermo	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio hidrológico y de drenaje
Sevilla Fernández, Marcos	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.
Valero Cercós, Véronique	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas

La autoría del apartado inicial recae en la totalidad de los alumnos incluidos en la presente tabla, definiéndose posteriormente en el resto de documentos la autoría de cada uno de ellos.  
El resto de documentos corresponden a una de las alternativas.



## **MEMORIA GENERAL**

### **ÍNDICE**

1. ANTECEDENTES.....	2
2. OBJETO.....	2
3. SITUACIÓN ACTUAL.....	3
4. EQUIPOS.....	4
5. MÉTODO DE TRABAJO .....	5
6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL .....	5
7. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	6



## **1. ANTECEDENTES**

La población de Chelva es un municipio de la Comunidad Valenciana, España. Situado en el interior de la provincia de Valencia, en la comarca de Los Serranos, también conocida como "Alto Turia". Se encuentra a una distancia de 68 km de Valencia, al noroeste de la provincia, y a una altitud de 471 metros sobre el nivel del mar. Con una extensión de 191 km<sup>2</sup>, su población censada en el año 2015 es de 1463 habitantes. Da su nombre a la Hoja 666 del Mapa Topográfico Nacional.

La carretera objeto de estudio, atraviesa Chelva de este a oeste. Se caracteriza por un volumen de tráfico medio, con relativamente elevado porcentaje de pesados. Al tratarse de la vía principal de conexión entre la comarca de los Serranos y Valencia es inevitable el paso de vehículos pesados. Sin embargo, este volumen de tráfico, que discurre por el núcleo urbano de Chelva, genera una serie de inconvenientes que se detallan a continuación:

- Funcionalidad deficiente de la infraestructura.
- Problemas de seguridad vial.
- Dificultades en materia de accesibilidad.
- Elevada contaminación acústica.
- Contaminación atmosférica.

Como consecuencia de esta problemática surge la necesidad de estudiar la construcción de una variante a dicha carretera, de forma que se evite el paso de gran número de vehículos pesados por la travesía del municipio, reduciendo los problemas descritos anteriormente.

## **2. OBJETO**

El presente trabajo se redacta en calidad de Trabajo Fin de Grado (TFG) por los alumnos especificados en el apartado 4 de esta memoria, pertenecientes a la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ETSICCP) de la Universitat Politècnica de València (UPV).

La realización de este trabajo tiene como finalidad la obtención del título de GRUADO EN INGENIERIA CIVIL o GRUADO EN OBRAS PÚBLICAS, dependiendo de la titulación cursada por cada alumno.

El trabajo final de grado denominado ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA) se ha redactado de manera conjunta entre veinticuatro alumnos de diferente especialidad.

A partir de la problemática actual en la carretera CV- 35, comentada en el apartado 1, se ha realizado el estudio de tres variantes de construcción de la carretera en el tramo de travesía del municipio de Chelva.

### 3. SITUACIÓN ACTUAL

En el momento de concebir una obra civil debe abordarse el problema a resolver desde todos los puntos de vista posibles según las distintas disciplinas involucradas en este proyecto y que forman parte de los estudios de Grado en Ingeniería Civil y Grado en Ingeniería de Obras Públicas.

Por este motivo, se han formado grupos de trabajo compuestos por compañeros encargados de los diferentes enfoques de la problemática, y se han repartido en diferentes alternativas para acometer el estudio de tres variantes con el mismo objetivo: eliminar el tramo de travesía de la carretera CV-35 a su paso por Chelva, la cual presenta además un importante volumen de tráfico pesado, que causa una especial problemática en el tramo urbano.

Las alternativas preconcebidas para este estudio básico son las tres siguientes:

- Alternativa Sur 1: circunvalación por el sur del núcleo urbano de Chelva, al norte del cauce del río.
- Alternativa Sur 2: circunvalación por el sur del cauce del río y paralela al mismo en gran parte de su recorrido.
- Alternativa Norte: circunvalación por el norte del núcleo urbano de Chelva.

A continuación se muestra a un esquema previo de las alternativas.



Fig. 1. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

La orografía de la zona presenta numerosos accidentes geográficos, debiendo plantear diferentes estructuras de paso, con una necesidad latente de estudios geotécnicos, hidrológicos y de impacto ambiental.

Además, el término municipal de Chelva presenta numerosos yacimientos arqueológicos, bienes de relevancia local, de interés cultural y otros hitos a proteger, condicionando altamente las opciones de trazado.

En el Plan General del municipio se realizó una reserva de suelo al norte del casco urbano de Chelva para prever la ejecución de una variante previamente planteada para la CV-35.

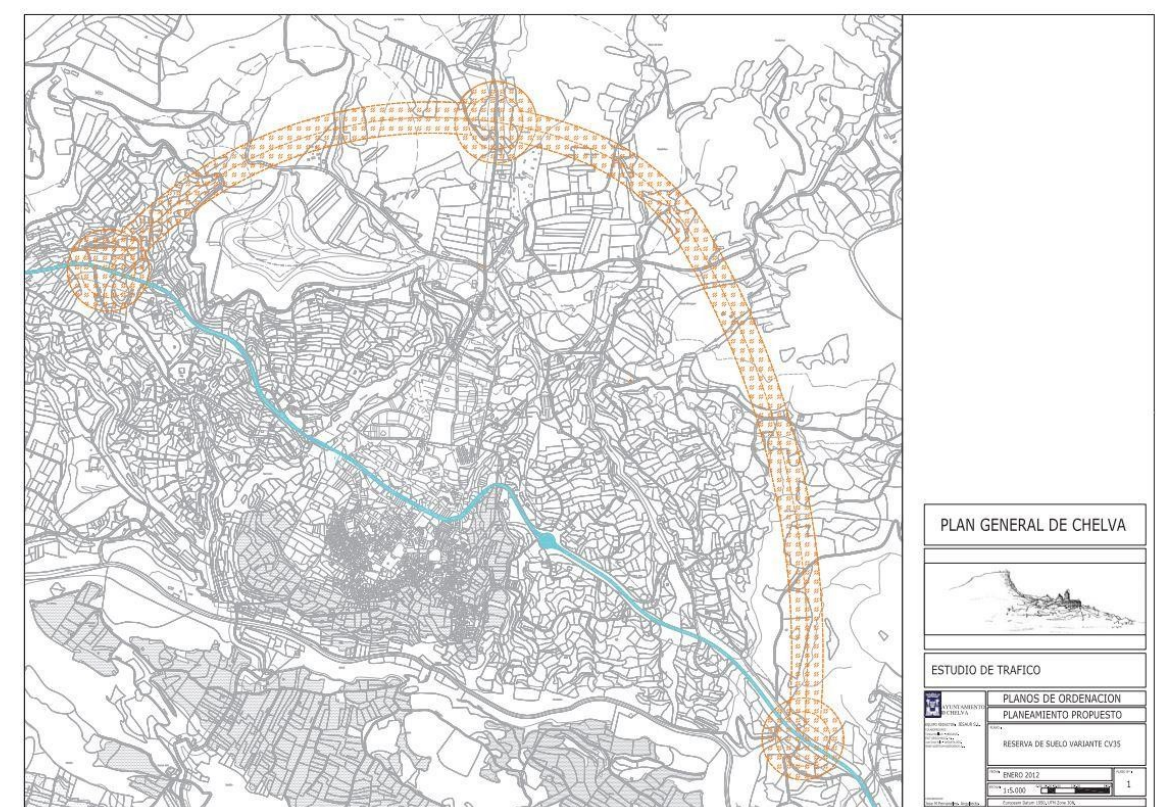


Fig. 2. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

Para acometer este estudio básico no se ha tenido en cuenta el contenido de este plano de ordenamiento, realizando el trazado desde la fase inicial de concepción.

Tras analizar toda la información y legislación vigente, se llegó a la conclusión de que la Alternativa Sur 1 no era viable. El Decreto 168/2012, de 2 de noviembre, del Consell, por el que se declara bien de interés cultural, con la categoría de conjunto histórico, la Villa de Chelva y sus huertas, en Chelva obligó a modificar las alternativas.

Finalmente, después de la visita de campo y, teniendo en cuenta la legislación vigente, la alternativa Sur 1 fue descartada, apareciendo la alternativa Centro en su lugar.

Los trazados definitivos se muestran en la figura 3.



Fig. 1. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

#### 4. EQUIPOS

Para la realización de este trabajo multidisciplinar, se ha dividido a los veinticuatro alumnos en cuatro grupos distintos. Los tres primeros grupos se centran en una alternativa concreta: *Norte*, *Centro* o *Sur*. De esta manera, los estudiantes pertenecientes a estos grupos se encargan de estudiar el diseño de la variante, las estructuras necesarias para llevarla a cabo y los aspectos hidrológicos e hidráulicos.

El último grupo de trabajo, llamado *Estudios Generales*, está compuesto por los alumnos que desarrollan estudios que afectan a todas las alternativas.

La organización, por alternativas, de cada grupo de trabajo es la siguiente:

Alternativa Norte	
Alumno	Estudio
Martínez Gandía, Martín	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Ortuño Ortuño, Antonio	Estudio de soluciones y diseño estructural de las subestructuras
Cardona Guerrero, Eduardo	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Cervera Martínez, Guillem	Diseño geométrico y del firme
Anglés Sancho, Raül	Diseño de los nudos
López de la Torre, Rocío	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Alternativa Centro	
Alumno	Estudio
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Alternativa Sur	
Alumno	Estudio
España Monedero, Fernando	Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Catalán Pérez, Jorge	Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
Sevilla Fernández, Marcos	Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.
Martínez Ribes, Sergi	Diseño geométrico y del firme
Pastor Martín, Guillermo	Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Estudio hidrológico y de drenaje
Arenas Huerta, María	Estudio hidráulico y de afección a cauces.

Estudios generales	
Alumno	Estudio
Almenar Guiot, Olga	Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas



## **5. MÉTODO DE TRABAJO**

La metodología empleada para desarrollar este Trabajo Fin de Grado puede dividirse en diferentes fases, todas ellas basadas en la interrelación entre los alumnos, tanto los pertenecientes a un grupo de alternativa como con los componentes del grupo de estudios generales.

La primera de ellas, basada en la adquisición de conocimientos, se lleva a cabo mediante la realización de seminarios temáticos, a partir de septiembre de 2015, para conocer métodos y aprender a utilizar las herramientas de trabajo específicas para poder aplicar los conocimientos adquiridos en el grado a la resolución de un problema real. Estos seminarios incluyen desde la obtención de datos hasta el manejo de software (AutoCAD Civil 3D, HEC-RAS, SAP, Bridge...). Además, están dirigidos tanto a los alumnos de la especialidad impartida como a los de todas las demás.

La segunda de las fases consiste en la obtención de datos base, como la toma de datos geológicos, aforos, etc. Para esto, se realizó una visita de campo en enero de 2016 para conocer el terreno por el que discurren las distintas alternativas, y el estado actual de la CV-35. Se realizó además un aforo de tráfico y un reportaje fotográfico.

La tercera de las fases se basa en talleres semanales de trabajo en grupo, a partir de febrero de 2016, para facilitar los intercambios de información entre alumnos, abordar conjuntamente los problemas y buscar la solución óptima. En estos talleres se tiene la oportunidad de comentar el avance de los estudios individuales tanto entre alumnos, como entre alumnos y tutores.

Este método consigue la interacción todos los participantes a la hora de proponer mejoras sobre el diseño de cada una de las alternativas y solucionar los problemas que van surgiendo a lo largo de la redacción de los estudios.

## **6. CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL**

Entre las alternativas propuestas, la que produce un menor impacto global sobre el medio es la Alternativa Centro. Durante la fase de construcción es la que menos efectos negativos genera, mientras que en la fase de explotación genera unos impactos similares a los de la Norte ya que su trazado es bastante similar en una gran parte del mismo, difiriendo en la longitud. Por otra parte, la Alternativa Sur genera un gran impacto, principalmente por tratarse de un área mucho menos antropizada y por la dificultad para integrar paisajísticamente las obras de paso sobre el río Chelva.

Las principales diferencias de la Alternativa Centro respecto a las otras alternativas son:

- Menor longitud de trazado.
- Menor superficie a expropiar.
- Elevado número de caminos rurales que reducirán la necesidad de crear nuevas vías de acceso temporales durante la fase de construcción.
- Obras de paso de menor envergadura respecto a la Sur.
- Presenta una mejor conectividad con la CV-346.
- Mejor integración paisajística que las otras dos alternativas.
- Menor impacto sobre la economía local durante la fase de explotación.





## 7. VALORACIÓN ECONÓMICA

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración económica se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición.

En los siguientes apartados se resumen los resultados generados por las tres alternativas agrupados en un total de 9 capítulos, correspondiendo éstos a la base del presupuesto de la obra lineal.

Capítulo	Alternativa Sur	Alternativa Centro	Alternativa Norte
Capítulo 1: Movimiento de tierras y demoliciones	1.360.156,72 €	224.139,46 €	1.902.735,53 €
Capítulo 2: Firmes y pavimentos	661.824,16 €	662.749,13 €	1.238.084,83 €
Capítulo 3: Obras hidráulicas	251.750,94 €	108.749,4 €	52.294,84 €
Capítulo 4: Estructuras	5.997.459,68 €	1.872.817,02 €	4.107.858,03 €
Capítulo 5: Adecuación ambiental	194.179 €	194.179 €	194.179 €
Capítulo 6: Señalización y balizamiento.	72.000 €	54.000 €	6.082,33 €
Capítulo 7: Drenaje	89.100 €	75.250 €	89,100 €
Capítulo 8: Seguridad y Salud	171.694,94 €	171.694,94 €	171.694,94 €
Capítulo 9: Gestión de residuos.	171.694,94 €	171.694,94 €	171.694,94 €
<b>Total</b>	<b>8.916.942,73 €</b>	<b>5.552.274,91 €</b>	<b>7.598.150,60 €</b>



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**DOCUMENTO Nº2**

# MEMORIA Y ANEJOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).  
ALTERNATIVA SUR



ALUMNOS QUE FORMAN PARTE DE LA ALTERNATIVA SUR

Alumno	Título
Arenas Huerta, María	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Catalán Pérez, Jorge	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
España Monedero, Fernando	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Martínez Ribes, Sergi	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Diseño geométrico y del firme
Pastor Martín, Guillermo	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio hidrológico y de drenaje
Sevilla Fernández, Marcos	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.

ALUMNOS QUE REALIZAN ESTUDIOS GENERALES INCLUIDOS EN EL DOCUMENTO

Alumno	Título
Almenar Guiot, Olga	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Análisis de la situación actual y propuesta de mejoras
Araque Andreu, Antonio	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Físico
Cola Romero, José Luis	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Estudio de Impacto Ambiental en todos los corredores. Análisis sobre el Medio Biótico
Valero Cercós, Véronique	Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Estudio Geológico y comprobaciones Geotécnicas



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



## ÍNDICE DE CONTENIDOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).  
ALTERNATIVA SUR



Documentos	Alumno
Memoria	Todos
Valoración económica	Todos

Anejo	Alumno
Geología y geotecnia	Valero Cercós, Véronique
Hidrología y drenaje	Sánchez Reimers, Jaime
Situación actual	Almenar Guiot, Olga
Tráfico	Martínez Ribes, Sergi
Adecuación de la travesía	Almenar Guiot, Olga
Diseño geométrico	Martínez Ribes, Sergi
Diseño geométrico de los nudos	Pastor Martín, Guillermo
Seguridad vial	Martínez Ribes, Sergi
Firmes y pavimento	Martínez Ribes, Sergi
Estructuras. Primer puente sobre el río Chelva	Catalán Pérez, Jorge
Estructuras. Segundo puente sobre el río Chelva	España Monedero, Fernando
Estructuras. Puente sobre el barranco del Convento	Sevilla Fernández, Marcos
Hidráulica y afección a cauces	Arenas Huerta, María
Impacto ambiental	Araque Andreu, Antonio Cola Romero, José Luis

Índice de planos	Alumno
1. Localización	Todos
2. Situación actual	Almenar Guiot, Olga
3. Adecuación de la travesía	Almenar Guiot, Olga
4. Diseño geométrico del tronco principal	Martínez Ribes, Sergi
4.1. Planta general	
4.2. Planta y perfil	
4.3. Secciones tipo	
4.4. Secciones transversales	
5. Estructuras	
5.1. Puente Este sobre el río Chelva	Catalán Pérez, Jorge
5.2. Puente Oeste sobre el río Chelva	España Monedero, Fernando
5.3. Puente sobre el barranco del Convento	Sevilla Fernández, Marcos
6. Hidráulica	Arenas Huerta, María
7. Impacto Ambiental	Araque Andreu, Antonio Cola Romero, José Luis



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



# MEMORIA

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).  
ALTERNATIVA SUR



## **MEMORIA ALTERNATIVA SUR**

### **ÍNDICE**

1. Antecedentes.....	2
2. Objeto de estudio .....	2
3. Localización.....	2
4. Situación actual .....	3
5. Propuestas de mejora en la travesía .....	3
6. Descripción de la solución adoptada .....	3
6.1. Geología y geotecnia .....	3
6.2. Hidrología y drenaje .....	3
6.3. Estudios de tráfico.....	5
6.4. Trazado .....	5
6.5. Nudos .....	6
6.6. Estudio de Seguridad Vial.....	7
6.7. Firmes.....	7
6.8. Estructuras .....	8
6.8.1. Descripción general.....	8
6.8.2. Diseño de elementos .....	9
6.9. Hidráulica y afección a cauces.....	10
7. Valoración de la solución .....	12



## 1. ANTECEDENTES

La carretera autonómica CV-35 constituye un elemento vertebrador de la red viaria de la Comunidad Valenciana. Es una carretera de la provincia de Valencia, que comunica la ciudad de Valencia con el noroeste de la provincia. Popularmente es conocida como la Pista de Ademuz ya que tiene como referencia final la comarca del Rincón de Ademuz.

La carretera atraviesa Chelva de este a oeste caracterizándose por un volumen de tráfico medio, con un considerable tráfico de vehículos pesados. Así mismo, el volumen de tráfico inducido sobre el municipio genera relevantes inconvenientes en el mismo, entre los que destacan la mala funcionalidad y seguridad vial, contaminación acústica, etc.

Es por ello que se plantea el presente estudio para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva. Con este se pretende eliminar los factores negativos mencionados anteriormente, además de mejorar la circulación en otros aspectos como la comodidad de los usuarios.

## 2. OBJETO DE ESTUDIO

El Trabajo Final de Grado que aquí se presenta llamado “Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur” tiene como objetivo definir el proyecto constructivo de una variante a la carretera CV-35 a su paso por la localidad de Chelva con el fin de eliminar los problemas que se dan actualmente en el tramo.

En dicho tramo existe una importante concentración de vehículos con ejes especialmente pesados en y más en concreto en las épocas específicas del año en que sus cultivos de la zona están dando sus frutos, puesto que el sector de la agricultura es el predominante de la localidad.

Ante estos problemas referentes a la seguridad vial y la previsión de que este tráfico de vehículos pesados pueda seguir aumentando se pretende mejorar las condiciones de la zona mediante la construcción de la variante proyectada.

## 3. LOCALIZACIÓN

La variante de la CV-35 relativa a nuestra alternativa Sur se encuentra en una zona próxima a la población de Chelva, en el centro de la Comunidad Valenciana, al noroeste de la provincia de Valencia. Esta alternativa discurre al sur de la población, la cual debe salvar el río Chelva en dos puntos, así como el barranco del Convento para reincorporarse a la CV-35 al otro extremo de la población.

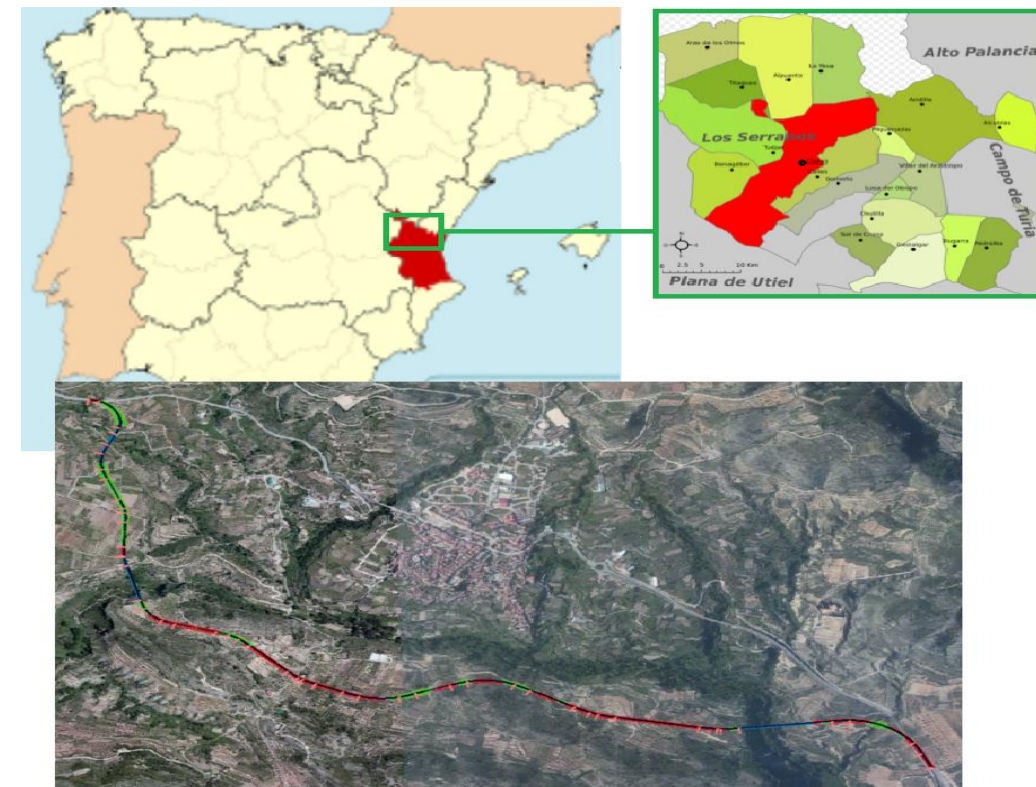


Fig. 1 Localización de la alternativa Sur.





#### 4. SITUACIÓN ACTUAL

La carretera CV-35 se convierte en travesía entre los P.K. 67+400 y el P.K. 68+200. Dicha travesía soporta un tráfico de 2497 vehículos/día con un porcentaje de pesados del 5,4%, calculados a partir de un aforo manual tomado en enero de 2016 complementado con la estación afín CV-35-080. Se prevé para el año de puesta en servicio (2018) un tráfico de 2569 vehículos, con una tasa de crecimiento anual acumulativo del 1.44%.

En vías interurbanas, el Highway Capacity Manual 2010 define seis niveles de servicio para un régimen continuo de circulación, es decir, sin detenciones producidas por intersecciones o semáforos. Estos niveles se hallan numerados de la A a la F, en orden decreciente de calidad. El nivel de servicio actual de la travesía calculado como carretera de clase III según el Highway Capacity Manual 2010 es D. En el año horizonte (2018) se prevé el mismo nivel de servicio.

Este tráfico supone importantes interacciones entre diferentes flujos de tráfico: vehículos, vehículos pesados, peatones, bicicletas, etc. Ello supone la existencia de conflictos de tráfico. Los más destacables involucran a vehículos pesados que circulan por la travesía. En varios puntos de la misma dos vehículos pesados no pueden pasar por el mismo punto al mismo tiempo.

Según datos oficiales se han producido accidentes en la travesía, todos ellos de carácter leve, y producidos en las intersecciones a causa de, en la mayoría de los casos, una infracción de las normas de la seguridad vial.

#### 5. PROPUESTAS DE MEJORA EN LA TRAVESÍA

En el tramo de carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva, se han encontrado una serie de problemas que se pretende solucionar.

En primer lugar, se propone la creación de distintos itinerarios peatonales, actualmente inexistentes, que evitarían algunos de los conflictos detectados entre peatones y vehículos que circulan por la travesía.

Además, se propone la reubicación de algunas plazas de aparcamiento para mejorar la circulación de vehículos (tanto ligeros como pesados) por el municipio, habilitando un aparcamiento en la parte norte. Se realizará la propuesta de mejorar la intersección entre la Avenida Madereros y la Calle Mártires, dado que es la zona donde se producen la mayor parte de los conflictos detectados entre los diferentes flujos de tráfico.

Por último, se propone realizar una mejora del acceso al municipio desde Tuéjar, creando una puerta de entrada al núcleo urbano, con la creación de una glorieta o carril de espera, para mejorar, además, los accesos a otros puntos del municipio.

#### 6. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

##### 6.1. Geología y geotecnia

A partir de campaña geotécnica proporcionada se obtiene una relación de materiales localizados en el área de estudio. Esta información es necesaria para el cálculo de la cimentación de las estructuras que se precisan a lo largo del trazado de la variante.

##### 6.2. Hidrología y drenaje

El objetivo de este anejo es realizar un estudio hidrológico del sistema vertiente a la variante sur, obteniendo los caudales de crecida para diferentes tiempos de retorno, para el posterior cálculo de drenaje transversal y longitudinal.

El primer paso para elaborar este estudio ha sido caracterizar la zona de estudio, dividiendo el sistema vertiente en dos cuencas, cuatro subcuencas y seis intercuenas.

En el siguiente paso se debe realizar un análisis estadístico de la pluviometría. Para ello, debido a la ausencia de datos de aforo fiable en la cuenca, empleamos un método hidrometeorológico para obtener los cuantiles de precipitación diaria máxima anual de diferentes periodos de retorno. Se han empleado los datos de tres estaciones, de manera que los datos de dos de ellas han sido directamente proporcionados por la Agencia Estatal de Meteorología, y los datos de la tercera estación se han obtenido de manera sintética juntando dos estaciones próximas.

Con los datos de estas tres estaciones, hemos realizado un análisis estadístico de los máximos pluviométricos haciendo uso de las funciones de distribución Gumbel, Generalized Extreme Value (GEV), Two Component Extreme Value (TCEV) y Square-Root Exponential Type Distribution of the maximum (SQRT-ETmax). De esta manera obtuvimos los cuantiles de máximos pluviométricos, mostrados en la Tabla 1:

Estación	Modelo	T10	T25	T50	T100	T200	T500
Arcos de las Salinas	Gumbel MOM	62.828	75.01	83.637	92.62	99.8	110.61
Titaguas	Gumbel MOM	81.77	98.5	110.28	122.62	134.92	147.1
Chelva-Tuéjar	TCEV	82.58	141.86	204.99	262.64	325.23	383.31

Tabla 1. Cuantiles de máximos pluviométricos de cada estación y función de distribución empleada.



El siguiente paso ha sido seleccionar un método para simular y estimar la escorrentía acumulada. Se ha escogido el modelo de la Soil Conservation Service (SCS), que depende solo de un parámetro, el umbral de escorrentía. Para aplicar este modelo se debe tener cierta información de las cuencas a estudiar, por lo que debemos caracterizar el sistema hidrológico obteniendo los usos del suelo a partir de la información proporcionada por el Sistema de Información sobre la Ocupación del Suelo en España (SIOSE), y obteniendo la capacidad de uso agrícola del suelo a partir de la información proporcionada por la Conselleria d'Obres Públiques, Urbanisme i Transports.

Generando estas capas de información, se obtiene el valor del umbral de escorrentía, (el cual se corrige por condiciones antecedentes de humedad suelo-vegetación), correspondiente a cada combinación de cubierta del suelo y clase de suelo adoptado. Los valores del umbral de escorrentía de la cuenca son los siguientes:

Cuenca	Tuéjar1	Tuéjar2	Sc1	Sc2	Sc3	Sc4	Ic1	Ic2	Ic3	Ic4	Ic5	Ic6
<b>P0 (mm)</b>	13.72	14.12	12.2	12.7	11.9	10.4	19	13	8	12.6	8	16.6

Tabla 2. Valores de umbral de escorrentía (P0) para las cuencas de nuestro sistema hidrológico.

Tras realizar este paso, procedemos a modelar la lluvia-escorrentía de nuestra zona de estudio. Para decidir el tipo de modelo lluvia-escorrentía a utilizar, tenemos que analizar las características de nuestras cuencas. Haciendo esto, se puede concluir que la cuenca Tuéjar 1, debido a su extensión, debe ser desagregada. Por lo tanto, se desagrega esta cuenca en cinco subcuencas y se aplica sobre ellas un modelo pseudo-distribuido, el cual se usa para el resto de las cuencas del sistema para homogeneizar los resultados obtenidos. Este modelo funciona con una tormenta de diseño de hidrograma unitario, implementado en el software de libre distribución HEC-HMS. Los modelos para la simulación han sido: hidrograma unitario adimensional del SCS para la propagación en cuencas, Muskingum-Cunge para la propagación en cauces, y el modelo de producción de escorrentía del SCS.

Los valores de caudal pico son:

CUENCAS	Q (m³/s)		
	T25	T100	T500
Tuéjar 1	222.47	551.04	963.7
Tuéjar 2	232.87	585.83	1030.2
SC 1	23.49	77.44	138.32
SC 2	2.65	9.25	16.75
SC 3	1.79	5.87	10.41
SC 4	1.29	3.88	6.67
IC 1	1	5.72	11.65
IC 2	2.48	9.24	17.05
IC 3	1.63	4.54	7.64
IC 4	1.57	5.69	10.4
IC5 5	0.3	0.85	1.42
IC 6	1.32	5.86	11.32

Tabla 3. Valor de los caudales punta generados en cada subcuenca.

Para terminar, se realiza un estudio de drenaje longitudinal y transversal, teniendo en cuenta la 5.2-IC de marzo de 2016. La variante interrumpe el flujo natural de la escorrentía, teniendo que encauzarla mediante un drenaje longitudinal y transversal. Mediante un análisis en régimen estacionario unidimensional para los caudales de crecida para periodos de retorno de 25 años para el drenaje longitudinal y de 100 años para el drenaje transversal obtendremos las dimensiones de nuestras obras de drenaje. Para calcular el caudal proveniente de la plataforma, se emplea el método de Témez, mientras que el cálculo del caudal proveniente de las cuencas vertientes a la carretera, se obtiene de los hidrogramas de crecida. Una vez obtenidos los caudales, estos flujos de agua deben redirigirse hacia las cunetas situadas a ambos lados de la variante.

El siguiente gráfico se indica la situación de las obras de drenaje:

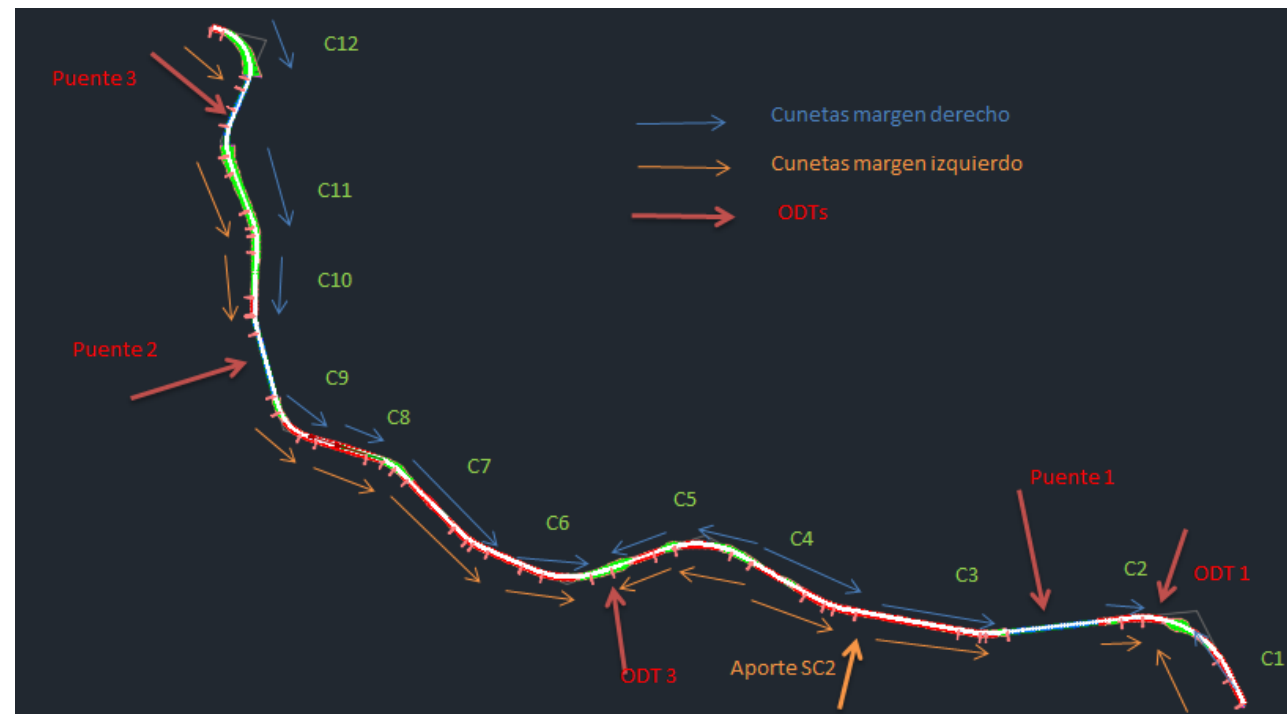


Fig. 2 Disposición de las obras de drenaje longitudinal y transversal a lo largo de la variante.

Se encuentra un problema al realizar el esquema de prediseño en el punto donde hay un aporte de agua por parte de la subcuenca 2, debido a que la plataforma de la carretera va en trinchera y no podemos realizar obra de drenaje alguna. Por ese motivo se realizan los cálculos precisos para introducir un interceptor en la margen izquierda de esta zona, que irá a desaguar al Puente 1.

### 6.3. Estudios de tráfico

El objeto del presente anejo tiene como intención la caracterización del tráfico actual que circula por la CV-35, en concreto para el tramo correspondiente a la localidad de Chelva, ubicada entre los PK 66+000 y 68+000 de la misma.

Para ello, primero se ha optado por introducir el anejo, incluyendo una breve explicación del proceso a seguir y del objetivo que tiene dicho estudio.

En segundo lugar se procedió a analizar el tráfico actual. Para ello se optó por realizar una visita de campo con todos los compañeros del TFG Multidisciplinar en la que se organizaron aforos manuales en cada extremo de la población, para registrar la cantidad de vehículos

que pasaban por la localidad y posteriormente se analizó qué vehículos se consideraban estacionarios y qué vehículos se consideraron de paso, y por tanto futuros usuarios de la variante.

En tercer lugar y, una vez tomados los datos de los aforos, se procedió a buscar una estación de aforo cercana, que tuviese un comportamiento similar. El resultado fue que junto a la localidad de Chelva existe una estación de aforo de la Generalitat Valenciana, por lo que se contrastó el comportamiento del tráfico anotado en los aforos manuales y el de la estación cercana, llegando a la conclusión de que ésta se podía considerar como la estación afín.

En cuarto lugar, una vez caracterizado el tráfico se tuvo que realizar una prognosis del mismo para estudiar cuál sería su comportamiento futuro y para ello se recurrió a la Orden FOM/3317/2010 del 17 de Diciembre, en la cual se detallan los aumentos a considerar para obtener las IMD en los años puesta en servicio y año horizonte.

En quinto lugar, tras obtener las IMD referentes a vehículos ligeros y pesados para los años puesta en servicio y año horizonte se calculó la intensidad de hora punta y el factor de hora punta. Estos dos factores son imprescindibles para el posterior cálculo del nivel de servicio, como se detallará.

En sexto lugar, se procedió a calcular el Nivel de Servicio, y para ello se siguió al pie de la letra el Highway Capacity Manual 2010 (HCM 2010) que nos proporciona un método computacional para obtener los niveles de servicio y poder clasificar de este modo las carreteras en función de la calidad que ofrecen al servicio.

Por último, y una vez analizado el nivel de servicio, se valoró la realización de simulaciones de tráfico para poder valorar todos los casos posibles que se pudiesen producir. Para ello se utilizó el método de Montecarlo. De este modo, generando números aleatorios, se simularon 10.000 casos de reparto del tráfico con el fin de analizar qué niveles de servicio se obtenían, siendo B y C los que se daban en la mayor parte de los casos.

### 6.4. Trazado

En el anejo referente al diseño geométrico se ha pretendido definir con todo detalle el corredor. Para ello se ha recurrido a la Instrucción de Carreteras 3.1-IC "Trazado" de Enero de 2000 aprobada el 27 de diciembre, así como las Normas, Órdenes circulares y Recomendaciones vigentes y/o en trámite de aprobación.

El corredor que se proyecta presenta unas características relativas a una C-60. Su longitud son 4815 metros aproximadamente.

El trazado entroncará sobre el sureste de la localidad con el fin de poder cruzar el barranco del Río Tuéjar en la primera ocasión lo más perpendicularmente posible minimizando el área de afección.

Una vez cruzado el barranco discurrirá por una zona montañosa intermedia, intercalada con planicies y campos de cultivos hasta volver a cruzar el barranco y entroncar en el noroeste mediante un notable terraplén para poder llegar hasta la cota de la carretera actual.



Fig. 3 Trazado en planta (rojo)

A pesar de ser una zona relativamente montañosa se consiguieron pendientes no muy elevadas para facilitar la circulación de los vehículos, sobre todo de los pesados. Además los movimientos de tierra han sido notables también, sobre todo en el tramo final del trazado.

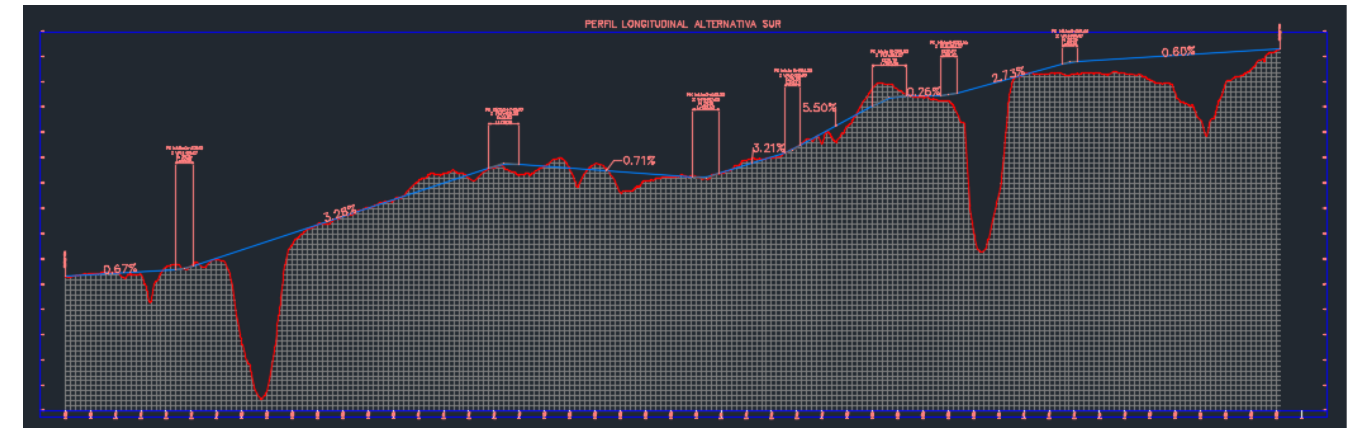


Fig. 4 Perfil Longitudinal Alternativa Sur

La carretera proyectada es una carretera convencional de calzada única y de doble sentido de circulación. La sección transversal la podemos apreciar en la siguiente figura.

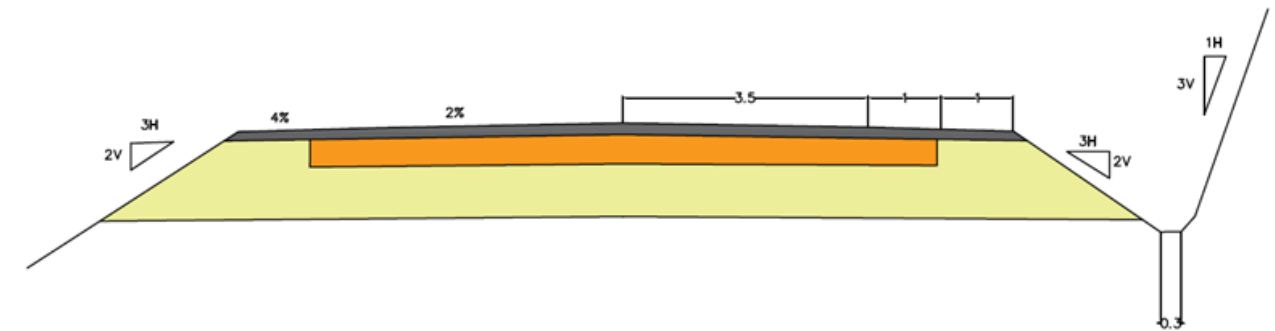


Fig. 5 Sección transversal tipo.

Cabe remarcar que para absolutamente todo el diseño geométrico se ha empleado el software informático Autocad Civil 3D y en los correspondientes anejos se adjuntan los planos y listados obtenidos, además de todo el dimensionamiento.

### 6.5. Nudos

Mediante el anejo de nudos lo que se pretende es dimensionar los entronques y los cruces a nivel de los distintos caminos intersectados con la traza de la carretera. En la visita de obra se observó que lo pertinente era dotar al trazado de continuidad y, al observar las características de la vía se observó que lo más adecuado era proyectar intersecciones en T, tanto en los entronques como en los caminos intersectados a nivel.



Aunque esta parte no queda desarrollada aquí, se hará más adelante en el mes de Septiembre.

### 6.6. Estudio de Seguridad Vial

La primera premisa que no hay que perder de vista cuando se realiza un estudio de la Seguridad Vial es la de incidir en el origen, es decir, no solo tratar de evitar o de minimizar las consecuencias de un accidente, sino intentar erradicarlos actuando en el origen.

En el presente anejo se pretende desarrollar qué metodología se ha empleado para analizar la seguridad vial y qué factores han sido determinantes a la hora de hallar conclusiones sobre ella.

Por ello lo primero fue introducir el anejo, centrando al lector en la seguridad vial y dotándola de la importancia que adquiere a la hora de diseñar una carretera.

En segundo lugar se obtuvieron los perfiles de velocidad de operación. Mediante éstos se pretende estudiar el percentil 85, es decir, las velocidades entre las que estarán comprendidos el 85% de los vehículos que circulen por dicha vía. Para ello primero se halló la velocidad en curvas y posteriormente la velocidad en rectas y para estudiar si convergen se empleó la fórmula del MRUA.

Para obtener las velocidades de operación se utilizan características geométricas de la carretera que la definan adecuadamente. Además se utilizaron las tasas de aceleración y deceleración para obtener las reducciones y aumentos de velocidad al llegar a una curva o al salir de ella hacia una recta.

En tercer lugar, tras calcular y obtener los perfiles de velocidad de operación se procedió a evaluar la consistencia, tanto a nivel local como a nivel global. Para ello los Criterios de Lamm fueron de gran ayuda a nivel local y el Método Camacho se utilizó para calcular la consistencia a nivel global.

En cuarto lugar, y tras obtener la consistencia del trazado, se procedió a analizar la deflexión acumulado a lo largo del tramo de la carretera junto con las curvas anteriores y posteriores al trazado. Este estudio es de gran utilidad, puesto que permite tramificar la carretera en tramos homogéneos para su posterior análisis pormenorizado.

En quinto y último lugar, se quiso calcular el número de accidentes esperado. A través de los datos de accidentes que fueron proporcionados por el GIIC se utilizó la SPF de Camacho para realizar una estimación y comparación de los accidentes futuros en los siguientes 10 años.

### 6.7. Firmes

En el anejo aquí descrito, se pretende definir el firme que compondrá la variante proyectada.

Los parámetros principales empleados para la definición del firme son el tráfico pesado y el material por donde discurre la traza.

Por lo tanto una vez analizado el tráfico en el anejo de Tráfico se observó que la caracterización del tráfico pesado corresponde al T31

Los materiales, que se pueden observar en el anejo de Geotecnia, permitieron proyectar una categoría de explanada E2.

Por ello la solución adoptada fue la siguiente:

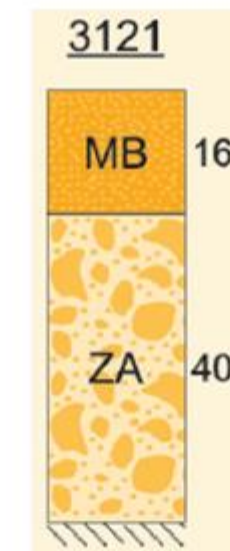


Fig. 6 Paquete de firme seleccionado

La sección constará de 40 cm de zahorra y 16 cm de mezcla bituminosa. La mezcla bituminosa estará dividida en tres capas, la base de 8 cm de espesor formada por una AC 22 Base G, la capa intermedia de 5 cm formada por una AC 22 Bin S y una capa de rodadura formada por una mezcla discontinua BBTM 11B de 3 cm de espesor. Todo ello con sus correspondientes riegos de adherencia e imprimación como se puede observar en la siguiente tabla.

Capa	Material	Espesor (cm)
Rodadura MBC	BBTM 11B	3
Riego de adherencia C60B3 ADH		
Intermedia MBC	AC 22 Bin S	5
Riego de adherencia C60B3 ADH		
Base MBC	AC 22 Base G	8
Riego de imprimación C60BF5 IMP		
Base	Zahorra	40

Tabla 4. Paquete de Firme seleccionado

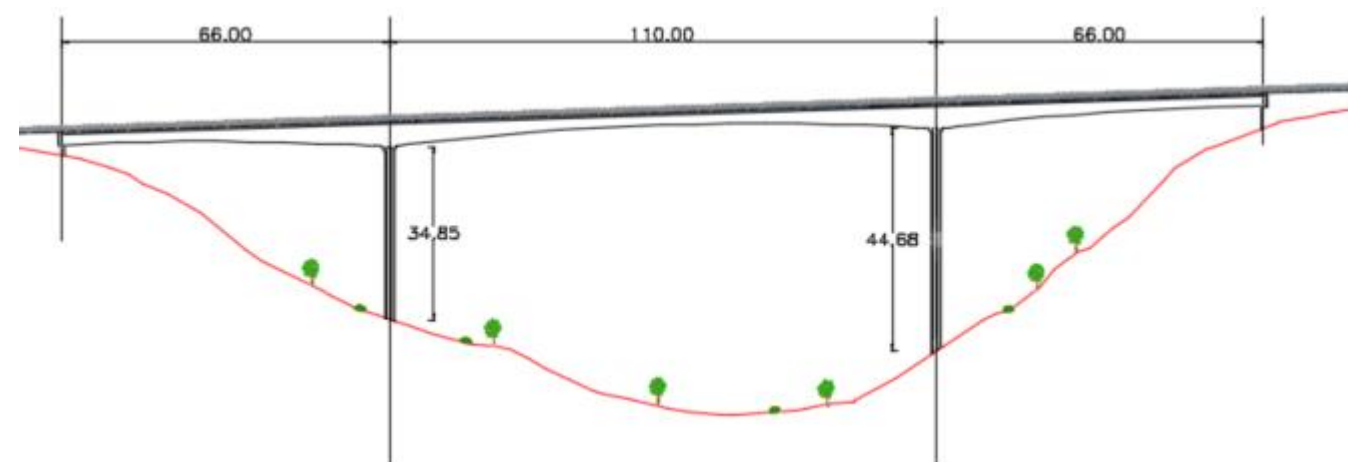


Fig. 7 Vista general del primer puente sobre el río Chelva

## 6.8. Estructuras

### 6.8.1. Descripción general

El trazado final de la alternativa sur se ha dispuesto adaptándose en la medida de lo posible a las curvas de nivel del entorno, de forma que se evitan grandes partidas en el presupuesto en terraplenes y desmontes. Dado que la variante discurre por terreno accidentado, es inevitable encontrar grandes desniveles al paso por el río Chelva. Es por ello que este debe ser salvado en dos ocasiones, dando lugar al puente 1, de una luz total de 242 metros, y al puente 2, de 205 metros aproximadamente. A estas longitudes se les suma alturas considerables desde cota de traza hasta el lecho del río, encontrando alturas variables desde los 35 hasta los 47 metros.

El trazado discurre en su tramo final a través del Barranco del Convento, dando lugar al puente 3, de una luz total de 207 metros. Los desniveles a salvar en este caso no son tan notables como en los puentes anteriores, encontrándose alturas máximas desde la cota de traza hasta la superficie del terreno de 28 metros.

El primer puente sobre el río Chelva, estando ubicado entre los P.K 0+641,99 y 0+883,99. El segundo puente sobre el mismo río se encuentra ubicado entre los P.K 3+533,96 y 3+738,66. El tercer puente se encuentra entre los P.K 4+390,42 Y 4+597,42 a su paso por el Barranco del Convento. Todos ellos pertenecientes a la variante sur de la circunvalación de la carretera CV-35 a su paso por Chelva perteneciente a los “Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia)”.

El paso superior permite la circulación por sendos carriles de tráfico rodado. El primer puente se encuentra en una alineación recta, con una pendiente de 3.28% y consta de 3 vanos de 66, 110 y 66 m de luz cada uno, teniendo por tanto, una longitud total de 242 m.

El segundo puente, de las mismas características viarias descritas anteriormente, se encuentra también en alineación recta del trazado y entre dos acuerdos verticales impuestos en la geometría de proyecto por diferencia de cotas a la entrada y salida a través del cauce. Mantiene una pendiente constante de 2,73% y consta de tres vanos de 55,8, 93 y 55,8 metros de luz cada uno, teniendo un total de 204,6 metros de longitud.

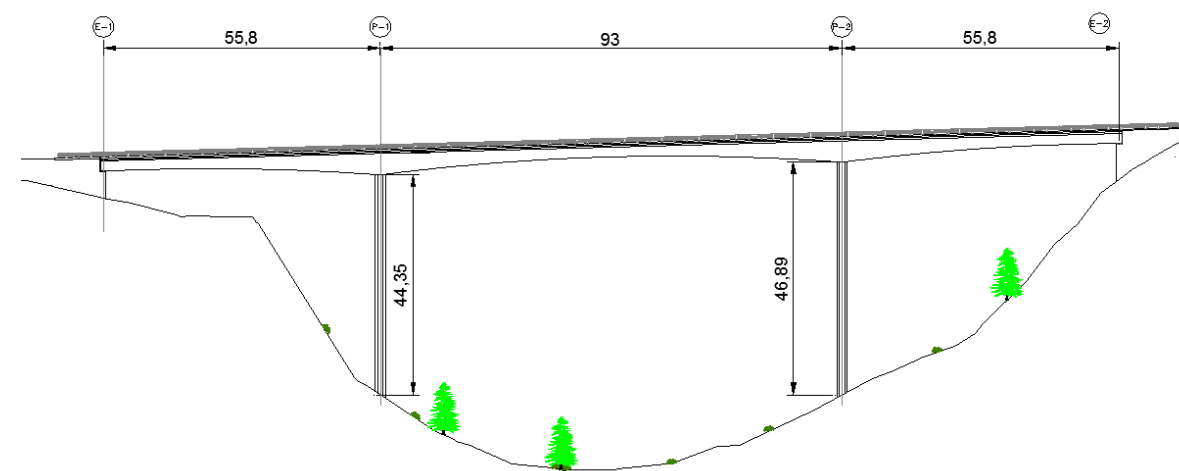


Fig. 8 Vista general del segundo puente sobre el río Chelva

El tercer puente, de las mismas características viarias a los anteriores, se encuentra en un tramo consistente en una curva en “s” con una recta intermedia. Mantiene una pendiente constante de 0,60% y consta de 5 vanos, de los cuales los de los extremos son de 36 metros y los centrales son de 45 metros, teniendo por tanto una longitud total de 207 metros.

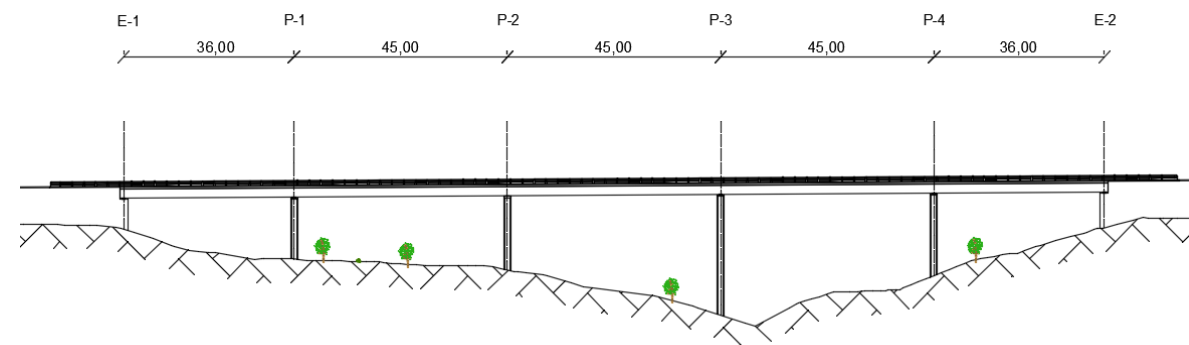


Fig. 9 Vista general del puente sobre el barranco del Convento

### 6.8.2. Diseño de elementos

Los puentes sobre el río Chelva se resuelven mediante una solución por voladizos sucesivos hormigonados in situ, compuesta por una sección monocelular de canto variable. La losa superior tiene un ancho de 10,5 metros para albergar dos carriles de 3,5 metros, 2 arcenes de 1 metro y un ancho lateral de 0,75 metros en el extremo para la colocación de barreras protectoras

El tablero superior está compuesto por una losa de unos 25 cm, variable en la sección perteneciente a los voladizos, de 10,5 metros de longitud. Las almas laterales tienen una inclinación de  $\frac{1}{4}$  con un espesor de 55 cm. para albergar los cables de pretensado. La losa inferior tiene un ancho variable debido a la inclinación de las almas entre 3,4 y 4,65 metros y un espesor variable entre 0,95 y 0,25 metros.

La sección del tablero es variable longitudinalmente en su canto, éste varía desde 5 metros en la dovela de pila o dovela "0", hasta 2,5 metros en la clave del vano, para el primer puente, y desde los 4,75 metros en dovela de pila hasta 2,5 metros en la clave.

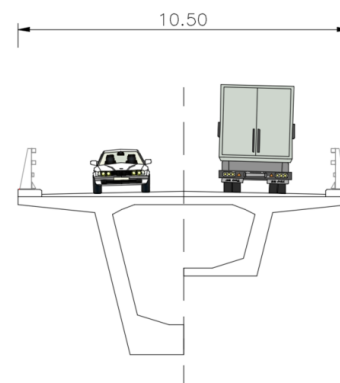


Fig. 10 Secciones central y extrema de los puentes sobre el río Chelva

El puente se materializa mediante dovelas ejecutadas "in situ" con carro de avance y por voladizos compensados. Las dovelas varían de longitud, dado que la dovela de arranque es de 7 metros, las centrales son de 5 metros y la clave de 4 metros para el primer puente y clave de 7 metros (hormigonados en una tanda) para el segundo puente.

Las pilas están compuestas por secciones rectangulares de hormigón armado con variaciones geométricas en su perímetro y cuyas dimensiones cambian a lo largo de la misma.

En la sección superior, estas tienen un ancho de 2 metros, y una dimensión alargada de 4,12 metros, por lo que "abrazan" a la dovela como se puede ver en la Figura 4.

Las pilas se construyen "in situ" mediante encofrado trepador en tramos de 3 metros hasta llegar a cota de trazado menos canto de dovela "0", para entonces ejecutar la dovela de pila, la cual se empotra en su respectiva pila mediante un diafragma, macizando la zona para ayudar a la materialización de dicho empotramiento.

Debido a que nos encontramos en un terreno muy competente la cimentación de los distintos elementos sobre los que se sostiene la estructura será una cimentación superficial. En el caso de las pilas, y para el puente 1, consta de sendas zapatas de dimensiones 11x11 metros y un canto de 2,3 metros. El puente 2, con una luz menor y esfuerzos acordes, precisa una cimentación de 10x10 metros y un canto de 2 metros.

Pese a que los cálculos hidráulicos no muestran que la cimentación de las pilas presenten interacción con el flujo de agua en el caso de avenida, por seguridad se soterran 4,5 metros las zapatas y se efectúa una berma de protección para evitar la socavación de la pila.

La disposición de las pilas sobre el cauce permite el paso del agua para un periodo de retorno de 100 años dejando resguardo, así como para un caudal de avenida de periodo de retorno 500 años. Del mismo modo, este hecho asegura que los estribos no se ven perjudicados por la acción de este flujo.

Los estribos diseñados son estribos cerrados que permiten el sostenimiento del relleno en el trasdós. No se plantea la posibilidad de un estribo abierto debido a que una caída de tierras en el trasdós no favorece la estética o la naturaleza del estribo.

Lateralmente se disponen dos muros de vuelta formando 90° con el muro del estribo, formando un estribo cerrado en forma de cajón.

Estos muros tienen una longitud mínima el talón necesario para el sostenimiento del estribo. Se disponen también, en caso de necesidad alneas superior de un modo tal que el cono de tierras que se origina tras ellas, con una pendiente 3H:2V alcance el pite del estribo.

En cambio, el puente 3 se resuelve mediante la construcción de un cajón in situ de canto constante, en el que el ancho del tablero es de 10,5 metros, y está compuesto por dos carriles de 3,5 metros cada uno, dos arcenes de 1 metro de anchura cada uno y un espacio de 0,75 metros de anchura en ambos extremos del tablero para la colocación de los pretilos.

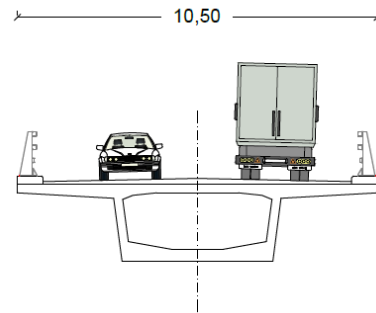


Fig. 11 Sección del tablero del puente sobre el barranco del Convento

El tablero se ha planteado como una solución continua, compuesta por un cajón mono celular de hormigón pretensado de 2,25 metros de canto. La sección del cajón tiene sendos voladizos de 2,8 metros de longitud cada uno, con canto variable de 0,25 metros en el extremo a 0,41 metros en su encuentro con el núcleo del tablero. El núcleo del tablero tiene sección trapezoidal con un ancho inferior de 4,4 metros. Las almas del cajón están ligeramente inclinadas y tienen un espesor de 0,3 metros.

Las pilas están compuestas por secciones rectangulares de hormigón armado con variaciones geométricas en su perímetro con un ancho de 2,3 metros y una dimensión alargada de 4 metros. Dichas dimensiones no varían a lo largo de la pila.

Como en el caso de los puentes anteriores, la cimentación de los distintos elementos sobre los que se sostiene la estructura será una cimentación superficial. Para las pilas se dispondrán zapatas superficiales de dimensiones 9,3x9,3 metros y un canto de 1,75 metros.

Aunque el puente proyectado no salva ningún cauce del río Tuéjar, sí cruza el Barranco del Convento, del que se conoce de la existencia de flujo de agua. Pese a que los cálculos hidráulicos no muestran que las cimentaciones de las pilas presenten interacción con el flujo de agua en el caso de avenida, por seguridad se soterran 2,82 metros las zapatas y se efectúa una berma de protección para evitar la socavación de la pila.

Los estribos diseñados son estribos cerrados que permiten el sostenimiento del relleno en el trasdós. Lateralmente se disponen aletas de contención de tierras de hormigón armado con coronación inclinada

## 6.9. Hidráulica y afección a cauces

El cometido de este anejo es analizar la interacción de los tres puentes proyectados en la Alternativa Sur con los cauces que cruzan. Para ello, se realizan dos modelos hidráulicos mediante el software HEC-RAS, uno correspondiente al cauce del río Chelva y otro al cauce del barranco del Convento. Con la información topográfica e hidrológica disponible, se analizan los cauces en su situación actual e incluyendo los puentes.

Además, se consideran dos avenidas diferentes, una con periodo de retorno de 100 años para comprobar la capacidad hidráulica de los puentes y los tramos estudiados, comprobando su no desbordamiento en ningún punto, y otra con periodo de retorno de 500 años para realizar un estudio de socavación potencial en el entorno de las pilas de los puentes.

Con estos resultados, y para evitar fallos en las cimentaciones de las estructuras, se diseña una serie de medidas de protección frente a la erosión.

En las siguientes figuras se puede apreciar el nivel de la lámina de agua correspondiente a la avenida de T=500 años en las secciones de puente, además del foso de socavación en cada una de las pilas que sufre la influencia de la corriente.

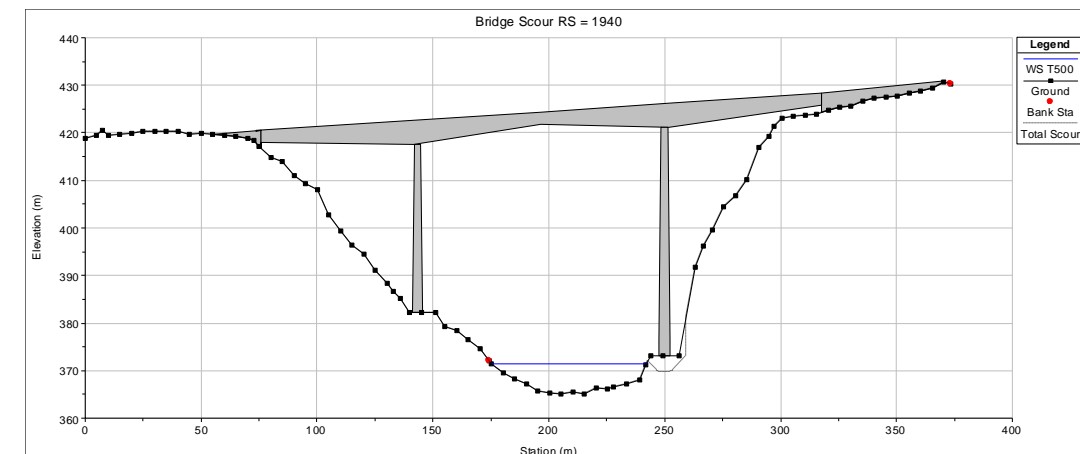


Fig. 12 Sección del primer puente sobre el río Chelva





Fig. 13 Sección del segundo puente sobre el río Chelva

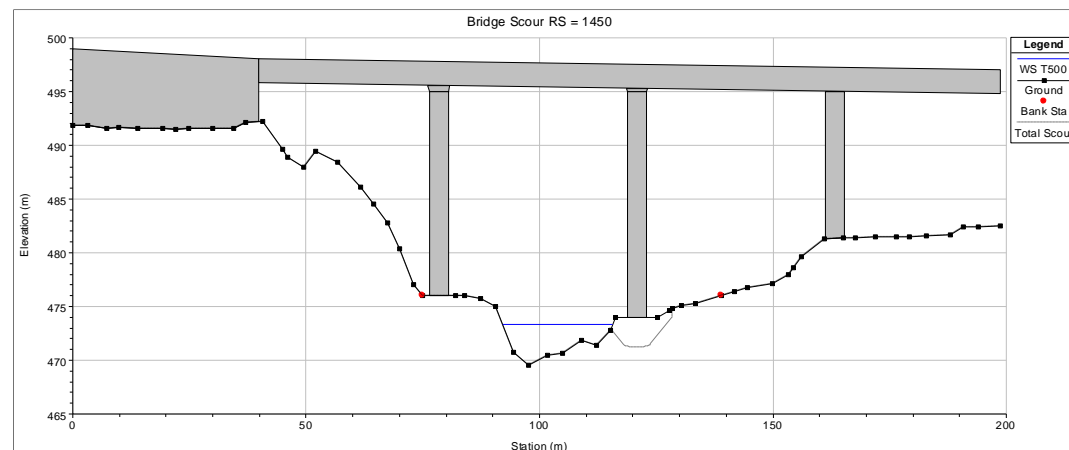


Fig. 14 Sección del puente sobre el Barranco del Convento

Puente	D <sub>50</sub> (m)
Primer puente sobre el río Chelva	0.40
Segundo puente sobre el río Chelva	0.40
Puente sobre el barranco del Convento	0.25

Tabla 5. Diámetro característico de la escollera de protección.

- Protección general del cauce, estableciendo en las zonas propensas a la erosión una estabilidad y rugosidad suficientes para resistir las tensiones generadas por el paso del flujo. Para ello se dispondrán geomallas en los taludes que soportan las pilas de los puentes afectadas por la corriente, además del lecho del segundo puente sobre el río Chelva. Esta protección se extenderá 30 metros tanto aguas arriba como aguas abajo de los puentes.

Teniendo estos resultados en cuenta, se tomarán las siguientes medidas de protección:

- Se tienen en cuenta las profundidades de socavación potencial para soterrar como mínimo esa distancia las cimentaciones de las pilas.
- Regularización de la morfología de las secciones transversales, realizando bermas en la base de las pilas y reperfilando los taludes para la correcta colocación de las protecciones.
- Protección local alrededor de cada una de las pilas de puente afectadas, mediante un lecho de escollera con las siguientes características:



## 7. VALORACIÓN DE LA SOLUCIÓN

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración económica se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición.

En los siguientes apartados se resumen los resultados generados por las tres alternativas.

Las unidades de obra que se resumen a continuación se agrupan en un total de 9 capítulos, correspondiendo éstos a la base del presupuesto de la obra lineal.

Capítulo 1: Movimiento de tierras y demoliciones	1360156.72 €
Capítulo 2: Firmes y pavimentos	661824.16 €
Capítulo 3: Obras hidráulicas	251750.94 €
Capítulo 4: Estructuras	5997459.68 €
Capítulo 5: Adecuación ambiental	194179 €
Capítulo 6: Señalización y balizamiento.	72000 €
Capítulo 7: Drenaje	89100 €
Capítulo 8: Seguridad y Salud	171694.94 €
Capítulo 9: Gestión de residuos.	171694.94 €
Total	8916942.73 €



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



## ANEJOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).  
ALTERNATIVA SUR



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**ANEJO N°11**

# **ESTRUCTURAS. SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA**

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).  
ALTERNATIVA SUR



## **ANEJO 11. Estructuras. Segundo puente sobre el río Chelva**



<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>4</b>	<b>3.3.2. Valores característicos de las acciones variables.....</b>	<b>22</b>
1.1. ORGANIZACIÓN DEL ANEJO.....	4	3.3.2.1. Sobrecarga de uso.....	22
1.2. OBJETO DEL ANEJO.....	4	3.3.2.1.1. Fuerzas verticales.....	22
1.3. DATOS DE PARTIDA.....	5	3.3.2.1.2. Fuerzas horizontales.....	23
1.3.1. Funcionales.....	5	3.3.2.1.2.1. Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales.....	23
1.3.2. De trazado.....	5	3.3.2.1.2.2. Fuerzas de frenado y arranque.....	23
1.3.3. Geológicos y geotécnicos.....	5	3.3.2.2. Viento.....	23
1.3.4. Constructivos.....	5	3.3.2.2.1. Empujes sobre el tablero.....	24
1.3.5. Condicionantes económicos.....	5	3.3.2.2.1.1. Empuje horizontal transversal al tablero.....	24
1.3.6. Condicionantes estéticos.....	5	3.3.2.2.1.2. Empuje provocado por el viento longitudinal.....	24
1.3.7. Condicionantes medioambientales.....	6	3.3.2.2.1.3. Empuje vertical.....	24
1.4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	6	3.3.2.2.1.4. Momento de vuelco sobre el tablero.....	24
<b>2. ESTUDIO DE SOLUCIONES.....</b>	<b>8</b>	3.3.2.2.2. Empujes sobre las pilas.....	24
2.1. METODOLOGÍA.....	8	3.3.2.2.3. Efectos aeroelásticos.....	25
2.2. CLASIFICACIÓN SEGÚN TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL Y RANGO DE LUCES.....	8	3.3.2.3. Acción térmica.....	25
2.3. EXPOSICIÓN DE TIPOLOGÍAS ESTUDIADAS.....	8	3.3.2.3.1. Acciones térmicas en el tablero.....	25
2.3.1. Puente pretensado extradado.....	8	3.3.2.3.1.1. Componente uniforme de la temperatura del tablero.....	25
2.3.2. Puente en arco.....	9	3.3.2.3.1.2. Componente de la diferencia de temperatura vertical.....	26
2.3.3. Puente viga cajón de canto variable.....	9	3.3.2.3.1.3. Componente de la diferencia de la temperatura horizontal.....	27
2.3.4. Puentes realizados mediante elementos prefabricados.....	9	3.3.2.3.1.4. Combinación de acciones térmicas.....	27
2.3.5. Puente mediante vigas cajón empujado.....	10	3.3.2.3.1.5. Acciones térmica en pilas.....	27
2.3.6. Puente atirantado.....	10	3.3.2.4. Nieve.....	27
2.4. PILAS.....	10	3.3.2.5. Valores característicos de acciones accidentales.....	28
2.5. VALORACIÓN DE PRIMERA FASE.....	10	3.3.3. Solicitaciones sísmicas.....	28
2.6. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA. SEGUNDA FASE.....	14	3.4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES.....	28
2.6.1. Método PRES.....	14	3.4.1. Acciones permanentes de valor constante (G).....	28
2.6.1.1. Funcionamiento.....	14	3.4.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*).....	28
2.6.1.2. Criterios y pesos.....	15	3.4.3. Acciones variables (Q).....	29
2.6.1.3. Valoración y resultados de alternativas.....	16	3.4.4. Acciones accidentales (A).....	29
2.6.1.4. Conclusión y comentarios.....	17	3.5. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES.....	29
<b>3. BASES DE CÁLCULO.....</b>	<b>18</b>	3.5.1. Estados límite últimos (E.L.U.).....	29
3.1. NORMATIVA UTILIZADA.....	18	3.5.2. Estados límite servicio (E.L.S.).....	30
3.1.1. Normas de acciones.....	18	3.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	30
3.1.2. Normas de construcción.....	18	3.6.1. Estados límite últimos (E.L.U.).....	30
3.1.3. Otros reglamentos.....	18	3.6.2. Estados límite servicio (E.L.S.).....	31
3.2. CRITERIOS DE SEGURIDAD.....	18	<b>4. MATERIALES.....</b>	<b>32</b>
3.2.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S.).....	18	4.1. HORMIGÓN.....	32
3.2.2. Estados Límite Último (E.L.U.).....	18	4.1.1. Resistencia a compresión.....	32
3.3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES.....	18	4.2. ACERO DE ARMAR.....	32
3.3.1. Valores característicos de las acciones permanentes.....	18	4.3. ACERO DE PRETENSAR.....	32
3.3.1.1. Peso propio.....	18	4.4. NIVEL DE CONTROL.....	32
3.3.1.2. Carga muerta.....	18	4.4.1. Control de materiales.....	32
3.3.1.3. Pretensado.....	19	4.4.2. Control de la ejecución.....	32
3.3.1.4. Acciones reológicas.....	20	4.4.3. Niveles de control.....	32
3.3.1.4.1. Fluencia.....	20	4.4.4. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia.....	33
3.3.1.4.2. Retracción.....	21	<b>5. MODELO DE CÁLCULO.....</b>	<b>34</b>
3.3.1.5. Empuje del terreno.....	22	5.1. SOFTWARE UTILIZADO.....	34
3.3.1.6. Asientos del terreno de cimentación.....	22	5.1.1. CSiBridge.....	34
3.3.1.7. Rozamiento de apoyos deslizantes.....	22	5.1.2. Sap2000.....	34
		5.1.3. Cype ingenieros.....	34



5.1.4. Prontuario informático de la EHE-08.....	34	8. BIBLIOGRAFÍA .....	73
5.1.5. Hoja de cálculo .....	35	APÉNDICES.....	74
5.2. DEFINICIÓN DEL MODELO.....	35	APÉNDICE I. MULTICRITERIO PRES .....	75
5.2.1. Definición de los materiales.....	35	APÉNDICE II. RETRACCIÓN TABLERO .....	79
5.2.2. Definición de los elementos.....	35	APÉNDICE III. FLUENCIA TABLERO .....	81
5.2.2.1. Tablero.....	35	APÉNDICE IV. DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS .....	85
5.2.2.2. Apoyos.....	36	APÉNDICE V. COMPROBACIÓN ELU SECCIONES TABLERO .....	86
5.2.2.3. Pilas.....	36	APÉNDICE VI. COMPROBACIÓN ELS FISURACIÓN DOVELAS TABLERO .....	91
5.2.3. Definición de la acciones .....	37	APÉNDICE VII. COMPROBACIÓN A CORTANTE DEL TABLERO .....	96
5.2.3.1. Acciones permanentes .....	37	APÉNDICE VIII. REACCIONES PRODUCIDAS POR LAS SOBRECARGAS .....	98
5.2.3.2. Acciones variables .....	37	APÉNDICE IX. RESULTADOS DE LAS SECCIONES A COMPROBAR .....	100
5.2.3.3. Acciones reológicas .....	37	APÉNDICE X. RESULTADOS COMPROBACIONES EN ESTRIBOS. CYPE.....	102
5.2.3.4. Acción térmica.....	38	INFOGRAFÍA DEL SEGUNDO PUENTE.....	112
5.2.3.4.1. Variación uniforme.....	38	PLANOS.....	115
5.2.3.4.2. Variación por gradiente.....	38		
5.2.3.5. Viento .....	38		
5.2.3.6. Pretensado.....	38		
5.3. PESO PROPIO.....	39		
5.4. COMBINACIÓN DE ACCIONES .....	39		
<b>6. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN.....</b>	<b>40</b>		
6.1. EFECTO DE LOS PRETENSADOS POR FASES .....	40		
6.2. PRETENSADO NECESARIO POR FASES.....	45		
6.3. PROCESO CONSTRUCTIVO. INFLUENCIA DEL MISMO SOBRE EL CÁLCULO .....	46		
6.4. SECCIÓN DEL TABLERO. DOVELAS "IN SITU" .....	47		
6.4.1. Comprobación de sección en ELU .....	47		
6.4.2. Comprobación de ELS fisuración.....	49		
6.4.3. Comprobación a cortante de las secciones.....	51		
6.5. NEOPRENOS.....	51		
6.5.1. Dimensionamiento del aparato de apoyo .....	51		
6.5.2. Otras comprobaciones.....	52		
6.6. PILAS .....	52		
6.6.1. Comprobación secciones a pandeo .....	52		
6.6.2. Comprobación secciones de pila en ELU.....	54		
6.7. CIMENTACIÓN EN LAS PILAS.....	55		
6.7.1. Esfuerzos de cálculo.....	55		
6.7.2. Aspectos geotécnicos.....	57		
6.7.3. Aspectos estructurales.....	59		
6.8. ESTRIBOS.....	62		
6.8.1. Estribo 1.....	62		
6.8.2. Estribo 2.....	65		
6.9. LOSA DE TRANSICIÓN.....	69		
6.10. JUNTA DE DILATACIÓN .....	69		
<b>7. PROCESO CONSTRUCTIVO .....</b>	<b>70</b>		
7.1. SELECCIÓN DEL MÉTODO.....	70		
7.2. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA.....	70		
7.2.1. Ejecución de la dovela de pila o dovela "0" .....	71		
7.2.2. Ejecución de las dovelas .....	71		
7.2.3. Operaciones posteriores .....	72		
7.2.4. Control geométrico.....	72		



## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Organización del anejo

El anejo de estructuras se articula conforme a los siguientes capítulos:

**Introducción:** Se hace una declaración de intenciones relativa al contenido del anejo y a los criterios de definición de la estructura. Se hace una breve descripción de la estructura y se indica la normativa utilizada. Además se plantea las bases para realizar un posterior estudio de soluciones, así como los condicionantes que afectan a dicho análisis de alternativas.

**Estudio de soluciones.** Se plantea un procedimiento basado en fases para, con las bases definidas en el apartado anterior, elaborar y solucionar adecuadamente el problema planteado.

Posteriormente mediante un método razonado y crítico se elabora un filtro para seleccionar las alternativas que, de manera más satisfactoria, solucionen los problemas planteados. Finalmente se selecciona una alternativa concreta, basado en estos resultados, que se desarrollará en apartados posteriores.

**Bases de cálculo:** Se fijan las condiciones que permiten asegurar que, con una aceptable probabilidad, la estructura proyectada es capaz de soportar todas las acciones que la pueden solicitar durante el periodo de vida prevista, y pueda cumplir las funciones para las que ha sido construida. Se establecen los criterios de seguridad, se fijan las acciones, los valores de cálculo y la combinación de las mismas. También se fijan los criterios de durabilidad y protección de las estructuras.

**Materiales.** Se especifican las características mecánicas de los materiales que se requieren en el proyecto de estructuras. También se definen los niveles de control, los coeficientes parciales de seguridad y parámetros con los que se caracteriza el comportamiento de los materiales de cara al cálculo de los esfuerzos resistentes

**Modelo de cálculo.** Se define el modelo con el que se parametriza el puente con la solución adoptada en el apartado 2 en los distintos Softwares informáticos. Del mismo modo se especifican dichos Softwares y la utilidad que se le da a cada uno de ellos en el proyecto.

#### Dimensionamiento y comprobación.

- Cálculo del pretensado necesario: Se efectúa el dimensionamiento y la comprobación del pretensado para los esfuerzos calculados y se comprueba la seguridad de la estructura frente a estos.
- Cálculo longitudinal del tablero: Se efectúa el cálculo longitudinal de esfuerzos y el dimensionamiento de las armaduras necesarias tanto a flexión como a cortante. Además se comprueba el límite de fisuración de la pieza.
- Neoprenos Se efectúa el cálculo de esfuerzos que llegan a los neoprenos, se dimensionan y se comprueba la seguridad del elemento frente a tales esfuerzos.

- Cálculo de pilas: Se justifican las dimensiones de los distintos elementos en lo relativo a estabilidad, resistencia, rigidez, durabilidad, etc de las pilas. Se realiza un predimensionamiento de las armaduras pasivas necesarias. Se comprueba frente a inestabilidad de pandeo de las mismas.
- Cimentación: Se justifican las dimensiones de los distintos elementos de cimentación en lo relativo a estabilidad, resistencia, rigidez, durabilidad, hundimiento etc de los cimientos. Se realiza predimensionamiento de las armaduras atendiendo a los esfuerzos transmitidos a las mismas. Se comprueba geotécnicamente según la GCOC.
- Cálculo de estribos: Se justifican las dimensiones de los distintos elementos en lo relativo a estabilidad, resistencia, rigidez, durabilidad, etc de los estribos.
- Losa de transición: Se justifican las dimensiones de los distintos elementos de la losa de transición en lo relativo a estabilidad, resistencia, rigidez y durabilidad, de la losa de transición

**Proceso constructivo.** Se describe con detalle el proceso constructivo del puente, así como de los distintos elementos que lo componen.

**Apéndices.** Se detallan los cálculos de los distintos procesos que se han seguido hasta el momento. Del mismo modo se reseñan los planos de las primeras fases del estudio de soluciones.

**Planos.** Distintos planos que detallan la estructura analizada.

### 1.2. Objeto del anejo

El objetivo del anejo es realizar un pre-dimensionamiento y los cálculos necesarios en este para validar su uso como estructura de tipo puente, la cual debe salvar el obstáculo natural que representa el río Chelva al paso del trazado sur de la variante sobre la población de Chelva.

Para la consecución de este objetivo es necesario la realización de un planteamiento de alternativas viables que permitan solventar el problema planteado y analizarlas en base a un sistema de fases y sometidas a criterios objetivos con la idea de obtener una única opción a estudiar.

Dicha opción se desarrolla en profundidad con el objetivo de obtener de manera más precisa las dimensiones de cada uno de los elementos que la conforman, las acciones y los valores de las mismas sobre dichos elementos y la respuesta del puente a las acciones calculadas.

Posteriormente se realiza las comprobaciones necesarias para certificar que el diseño realizado es una solución válida.

En lo relativo a las cimentaciones de las pilas y de los estribos, se harán los cálculos relativos a la parte estructural, partiendo de los datos obtenidos por la campaña geotécnica.





### 1.3. Datos de partida

Cabe destacar en primer lugar que la solución a la que se ha llegado para salvar el cauce del río Chelva (segundo puente) forma parte del conjunto de necesidades estudiadas por las diversas especialidades que componen el proyecto al completo. De esta manera, e interaccionando con los compañeros de estudios generales, geotecnia, hidráulica, hidrología y diseño de trazado, se ha podido llegar a una solución que cumpla las especificaciones técnicas, medioambientales y económicas que vienen marcadas por las normativas a su efecto.

Especialmente se ha jugado un rol importante con el compañero de trazado. Junto a este se ha llegado a una solución de compromiso entre las estructuras y la orografía del entorno, para que ni una ni otra se viera perjudicada.

#### 1.3.1. Funcionales

La finalidad de la estructura es permitir el paso seguro y confortable para el tráfico rodado, sin que se prevea una zona de tránsito para peatones. Este paso debe materializarse permitiendo un adecuado flujo de agua del río Chelva sin interrupción.

Según el trazado de la vía son necesarios dos carriles, uno para cada sentido con un ancho de 3,5 metros, 1 metro de arcén y barreras de guarda.

La estructura debe satisfacer los estados límite último y de servicio, tanto la estructura en su conjunto como cada una de las partes que lo componen (estribos, cimentaciones, pilas...)

#### 1.3.2. De trazado

Según el proyecto de trazado de la carretera, en el entorno inmediato del puente no se encuentra acuerdos horizontales, por lo que este transcurre en línea recta en una alineación con una pendiente del 2,73%. La no existencia de acuerdos en las proximidades implica que no se vea condicionada la tipología del mismo por el trazado de la vía.

La sección descrita en el apartado anterior se mantiene respecto a la sección previa al puente, además mediante hormigón no estructural se le proporciona un bombeo lateral del 2%.

En referencia a esta especialidad, uno de los condicionantes en el segundo puente es que se encuentra entre dos acuerdos verticales impuestos por el trazado de proyecto. Uno de ellos surge al comienzo de este, entre los PK 3+474,86 y 3+528,86. Este es necesario dado que al nivel en que el trazado cruza el cauce existe una diferencia de cota entre los márgenes. El segundo acuerdo se sitúa entre los PK 3+738,56 y 3+798,83.

De esta forma el comienzo del puente se ve obligado, para evitar complicaciones geométricas en el diseño y construcción del mismo, a situarse entre los acuerdos verticales mencionados. La presencia de este acuerdo vertical afecta en gran medida la altura final de los estribos.

### 1.3.3. Geológicos y geotécnicos

La base sobre la que se cimienta la estructura distinta dependiendo del elemento considerado. El estribo 1 se asienta sobre material del cuaternario caracterizado por depósitos aluviales compuestos por gravas y arenas. En cambio, el estribo 2 y las cimentaciones de las pilas se asientan sobre material del triásico Bunsenstein, compuesto por dolomías negras con calizas o calizo-dolomías grises y ocreas.

El primer material mencionado presenta una tensión máxima admisible de 359,4 kPa en un plano de cimentación situado a 5 metros. Además, la carga de hundimiento de este es de 1078,1 kPa para el mismo plano de cimentación D. Estos valores corresponden a un factor de seguridad de  $F=3$ .

El segundo material sin embargo, dado que es un material rocoso, se dispone de datos de Resistencia a Compresión Simple siendo esta de 33,85 MPa, admitiendo taludes casi verticales. Presentan tensiones máximas admisibles con un factor de seguridad de 3 por encima de los 1,2 Kpa. Pese a ello se emplean resistencias de 0,5 Kpa para obtener un mayor grado de seguridad.

#### 1.3.4. Constructivos.

Debido a la profundidad del valle, la construcción de las pilas representa una complejidad a tener en cuenta, si bien no es un condicionante que pueda excluir la realización de una alternativa concreta. No es posible la construcción de cimbras de tales dimensiones tanto por el tamaño de la misma como por la escasa seguridad que puede presentar en caso de avenida durante su construcción.

La accesibilidad al valle es limitada y no existen caminos o senderos ya creados con este fin, por ello una solución que no implique el descenso hasta el río representa una ventaja desde este punto de vista.

El acceso hasta la obra por la carretera CV-35 requiere de un estudio en el caso de querer elaborar una solución prefabricada que requiera de transporte de grandes piezas de hormigón.

#### 1.3.5. Condicionantes económicos.

No se presentan condicionantes económicos directos, sin embargo se procura encontrar una solución económicamente viable.

Por ello para este rango de luces se opta por el uso del hormigón estructural como material de construcción, tanto armado como pretensado, no considerando el uso de acero estructural como material principal de la estructura.

#### 1.3.6. Condicionantes estéticos.

No se pretende la elaboración de una estructura singular o punto de interés arquitectónico que proporcione un incremento de valor cultural a la provincia de Chelva.

Sin embargo se busca una solución que se integre en el entorno. Al ser el mismo el cauce de un río vecino al núcleo urbano de Chelva, se pretende causar el menor impacto visual sobre el paisaje ya presente. Se trata de armonizar la estructura con el ambiente en el que se encuentra sin endurecer excesivamente las formas naturales del valle y del cauce que se encuentran presentes.

Una estructura estéticamente agradable no tiene por qué resultar más cara. Para una estética agradable se condicionan algunos puntos.

- Unos buenos acabados, cuidando el tipo de encofrados a utilizar, el número de puestas del mismo, productos desencofrantes... Etc.
- El diseño y ejecución de los remates finales, las barreras, las impostas, las uniones entre los distintos elementos que componen la obra...
- Especial importancia tienen todos los dispositivos que eviten que el agua escurra por los paramentos manchándolos y acelerando su deterioro (Goterones o detalles para la recogida y evacuación del agua). Importante considerar la variación de aspecto que puede sufrir durante el avance de su vida útil.
- Mantener una cierta proporcionalidad entre los distintos elementos que componen la estructura, presentando armoniosidad en su conjunto (Dimensiones entre elementos, proporciones canto-luz...)

### 1.3.7. Condicionantes medioambientales.

La estructura se proyecta para que tenga la vida útil fijada por la normativa vigente, en un medio determinado y durante unas condiciones ambientales.

Se debe prestar especial atención al ambiente en el que van a encontrarse los elementos de la obra. Como se ha comentado en el apartado 1.5.3. Nos encontramos en una zona con abundante cantidad de yeso, es necesario el uso de material sulfuro-resistentes.

La presencia del curso de agua del río Chelva crea susceptibilidad a provocar socavaciones, por ello es conveniente la no disposición de pilas en el cauce o la consideración de este efecto a la hora de proyectar la cimentación requerida de los elementos.

La reducción en todo caso del número de juntas de dilatación, el agua es el enemigo de las estructuras, estas juntas son puntos débiles que se agravan en el caso de presencia de agua. Prestarle especial importancia para su proyección y mantenimiento.

### 1.4. Descripción de la estructura

El trazado final de la alternativa sur se ha dispuesto adaptándose en la medida de lo posible a las curvas de nivel del entorno, de forma que se evitan grandes partidas en el presupuesto en terraplenes y desmontes. Dado que la variante discurre por terreno accidentado, es inevitable encontrar grandes desniveles al paso por el río Chelva. Es por ello

que la luz a salvar del segundo puente, consistente en 204,7 metros, se ve acompañada de una altura media en el cauce de 46 metros hasta rasante de trazado.

Se ha decidido salvar el cauce mediante puente de viga cajón de canto variable construida por voladizos sucesivos distribuida en tres vanos. El sistema estructural que conforma el puente es viga continua materializada mediante cable de continuidad conformando un sistema biempotrado (pila-tablero) con apoyos en los vanos externos.

El vano principal es de 93 m de luz mientras los vanos externos son de 55,8 metros de luz (en el apartado 1.2 *Estudio de soluciones* se detalla a fondo la elección de esta tipología y su dimensionamiento). El puente abarca desde el PK 3+533,96 hasta el PK 3+738,56 con una pendiente de 2,73 %.

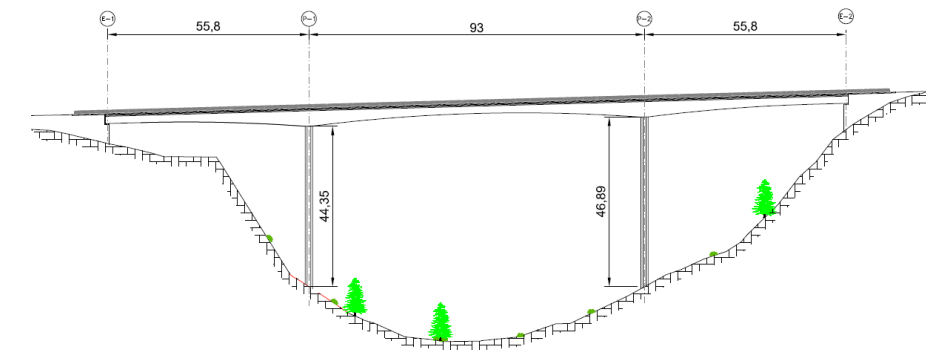


Ilustración 1. Alzado puente voladizo sucesivos

El tablero, dado que el diseño del proyecto ha obtenido dos carriles de circulación (uno para cada sentido), consta de una anchura total de 10,5 metros. Esta anchura se distribuye en dos carriles de 3,5 metros, dos arcenes de 1 metro de anchura y 0,75 metros en cada lado para protecciones (pretil de seguridad). El firme de la carretera presenta un bombeo del 2% (pendiente mínima) dado que el puente discurre en recta en todo su trazado

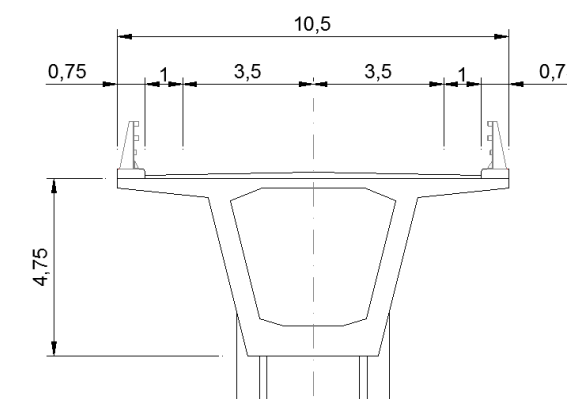


Ilustración 2. Distribución ancho del carril

La sección del tablero es variable longitudinalmente en su canto además de variar el ángulo que forman los hastiales laterales con la vertical, existiendo mayor ángulo en centro vano y suavizándose (siendo más vertical) hacia las pilas. El canto varía desde 4,75 metros en la dovela de pila o dovela "0", hasta 2,5 metros en la clave del vano. El tablero consta de una

losa superior de hormigón de 0,25 m de espesor constante y una losa inferior de canto variable desde 0,3 hasta 0,8 metros de espesor.

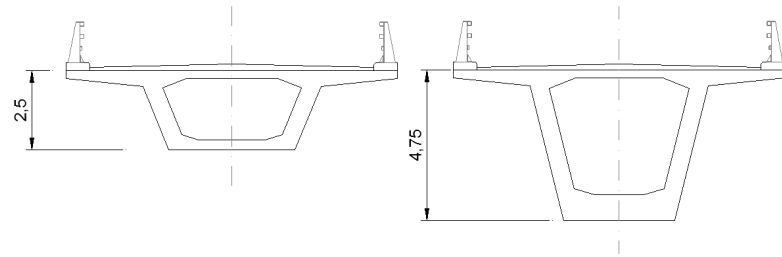


Ilustración 3. Sección dovela clave y dovela "0"

El puente se materializa mediante dovelas ejecutadas "in situ" con carro de avance y por voladizos compensados. Las dovelas varían de longitud, dado que la dovela de arranque es de 7 metros, las centrales son de 5 metros y la clave de 3,5 metros. El proceso constructivo es descrito en mayor detalle en el apartado 7 de este trabajo.

Las pilas están compuestas por secciones rectangulares de hormigón armado con variaciones geométricas en su perímetro y cuyas dimensiones cambian a lo largo de la misma. En su base estas tienen unas dimensiones medias de 5,48 metros x 3,3 metros mientras en la parte superior finaliza con unas dimensiones de 4,1 metros x 2 metros. En la ilustración se muestran ambas secciones, las cuales materializan un empotramiento con el tablero.

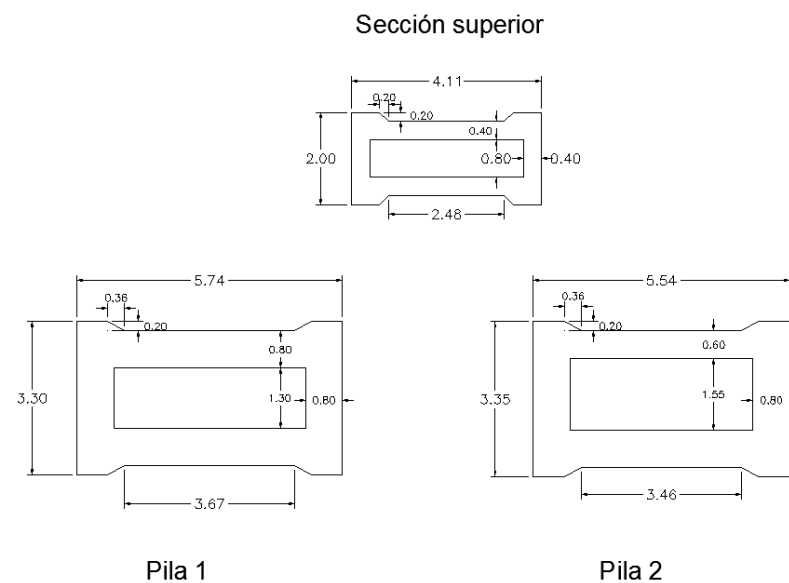


Ilustración 4. Secciones pila en base y superior

Las pilas se construyen "in situ" mediante encofrado trepador hasta llegar a cota de trazado menos canto de dovela "0", para entonces ejecutar la dovela de pila, la cual se empotra en su respectiva pila.

La cimentación de las pilas consiste en dos zapatas rectangulares de dimensiones en planta de 10x10 metros y canto de 2 metros. El armado de las mismas así como las comprobaciones geotécnicas quedan reflejados en el apartado 6.7 de este trabajo. Pese a que los cálculos

hidráulicos no muestran que la cimentación de las pilas presenten interacción con el flujo de agua en el caso de avenida, por seguridad se soterran 4 metros las zapatas y se efectúa una berma de protección para evitar la socavación de la pila.

La disposición de las pilas sobre el cauce permite el paso del agua para un periodo de retorno de 100 años ( $545,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ) dejando resguardo, así como para un caudal de avenida de periodo de retorno 500 años ( $948,7 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Del mismo modo, este hecho asegura que los estribos no se ven perjudicados por la acción de este flujo.

Los estribos diseñados son dos estribos cerrados que permitan el sostenimiento del relleno en el trasdós, no se plantea la posibilidad de un estribo abierto debido a que una caída de tierras en el trasdós no favorece la estética o la naturaleza del estribo. Lateralmente se disponen dos muros de vuelta formando  $90^\circ$  con el muro del estribo, formando un estribo cerrado en forma de cajón.

Estos muros tienen una longitud mínima el talón necesario para el sostenimiento del estribo. Se disponen también, en caso de necesidad alteas superior de un modo tal que el cono de tierras que se origina tras ellas, con una pendiente 3H:2V alcance el pite del estribo.

## 2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

### 2.1. Metodología

Para la correcta elección de la solución estructural del segundo puente sobre el río Chelva se procede mediante un estudio de soluciones en tres fases. Una primera fase donde se estudian las tipologías de puentes adecuados a la orografía del entorno, rangos de luces adecuados, etc. En esta fase se realiza una primera valoración de las tipologías estudiadas que son susceptibles de ser solución.

En la segunda fase del estudio, donde se han elegido de manera razonada y crítica seis soluciones viables que cumplen de manera satisfactoria los condicionantes impuestos; para llevar a cabo la elección de una correcta y óptima solución, se someten las alternativas a una selección multicriterio. En esta se utiliza como herramienta de apoyo el método PRESS, el cual se explica más adelante.

Sobre estas seis valoraciones se realizan planos más detallados que el caso anterior, diferenciando los distintos elementos constitutivos del puente y dotándolos de unas dimensiones aproximadas que muestran la solución constructiva planteada.

### 2.2. Clasificación según tipología estructural y rango de luces

En este apartado se definen de manera amplia las distintas tipologías estructurales de hormigón pretensado. Estas son las tipologías que se pueden encontrar hoy en día atendiendo al rango de luces de los vanos principales.

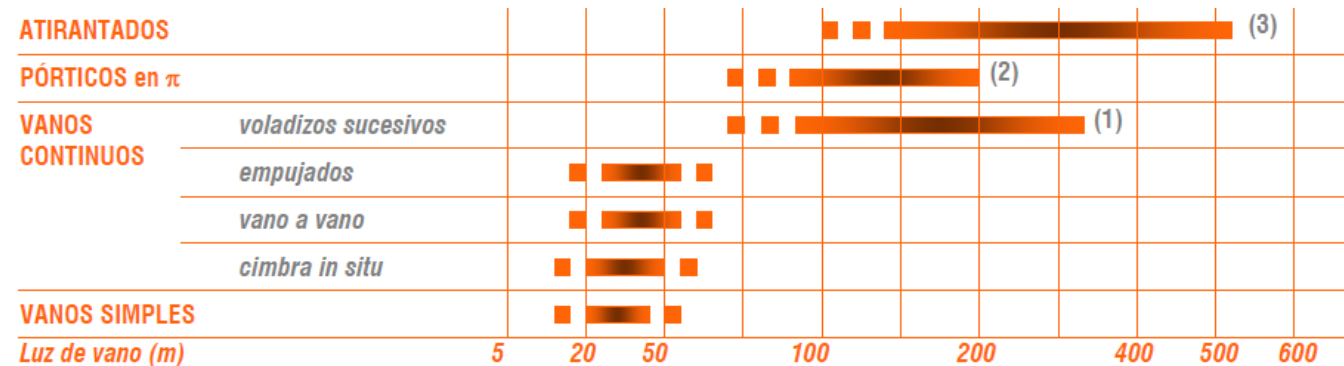


Tabla 1. Estado del arte en puente de hormigón pretensado. [15]

- Puentes con luces comprendidas entre 25-50 metros.

En este rango de luces se encuentran todas las soluciones prefabricadas (doble T, cajón y artesa) y empujadas. Este tipo de soluciones requiere la situación de pilas en el cauce o, en su caso, en zonas donde afectada por el agua de una avenida de proyecto de 100 años.

Requieren de 4 a 7 pilas dependiendo de la luz.

- Puentes con luces comprendidas entre 50-100 metros.

Entre estas distancias se encuentran algunas de las soluciones planteadas mediante tipologías de voladizos sucesivos, empujados y soluciones extradosadas. En cualquier caso, en ambos casos se requieren un mínimo de 3 pilas

- Puentes con luces de más de 100 metros.

En este caso las tipologías más adecuadas para salvar luces mayores de un centenar de metros son: voladizos sucesivos, puentes extradosados y soluciones atirantadas. Todas ellas requieren al menos dos pilas salvo alguna solución atirantada monopila.

### 2.3. Exposición de tipologías estudiadas

Se realiza una breve pero contrastada exposición de las tipologías estructurales que se desarrollan en el presente trabajo.

Las tipologías que se deciden proponer como posible solución (y sus distintas alternativas) son las siguientes: puente pretensado extradosado, puente en arco, puente viga cajón de canto variable mediante voladizos sucesivos, puentes prefabricados mediante vigas artesa, puente prefabricado mediante vigas en doble T, puente prefabricado mediante vigas cajón, puente en viga cajón empujado y puente atirantado.

#### 2.3.1. Puente pretensado extradosado

La tipología de puente **pretensado extradosado** se muestra como una solución intermedia entre los puentes pretensados y los puentes atirantados guardando esta relación además en la cantidad de material requerido, tanto de hormigón como de acero, según indica Kasuga (2002) [9].

El sistema de funcionamiento es el siguiente: los tendones de pretensado se disponen exteriormente al canto de la sección y por la parte superior del tablero, siendo anclados en torres de poca altura (normalmente 1/10 de la luz principal).

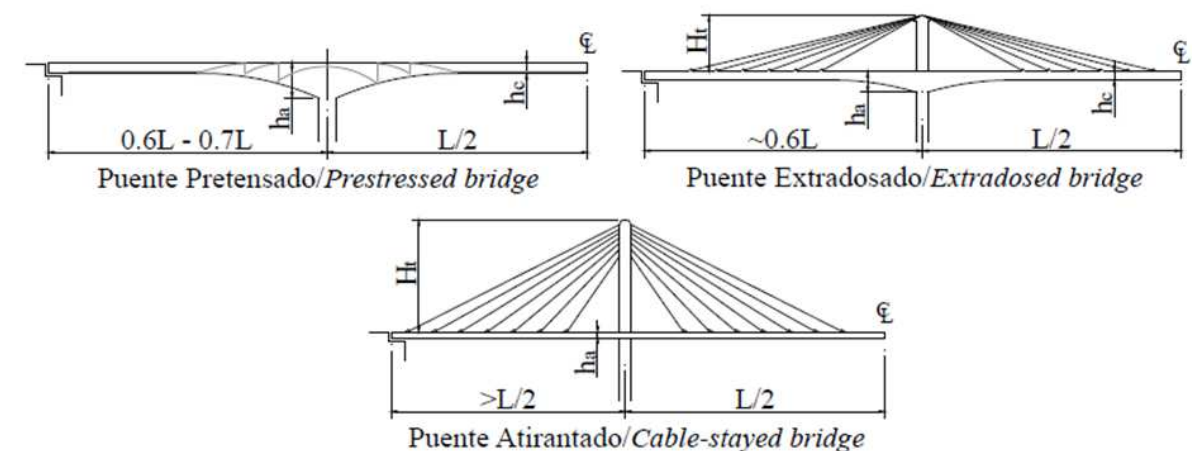


Ilustración 5. Comparación entre pretensado, extradosado y atirantado

Su construcción requiere de métodos utilizados en puentes de hormigón pretensado, realizándose generalmente mediante voladizos sucesivos con ayuda de tirantes definitivos.

Para el dimensionamiento geométrico del puente, según Chio (2000) [4] suele realizarse un acartelamiento del tablero de tipo parabólico. Los vanos exteriores suelen tener una relación de 0,6 a 0,8 veces la luz principal, donde a mayor relación menores serán los momentos flectores en el vano.

Los criterios de diseño recomendados para el tablero son los que siguen:

- $L/h_a$  entre 30 y 35. Donde  $h_a$  es referido al canto en apoyo de pila.
- $L/h_c$  entre 40 y 45. Donde  $h_c$  es referido al canto en centro luz.

El acartelamiento se sitúa a una distancia desde la torre de entre el 18% y 25% de la luz principal.

### 2.3.2. Puente en arco

Es una tipología estructural la cual es utilizada para cubrir rangos de luz entre los 100 y 400 metros. Para el presente trabajo que nos ocupa, la luz a salvar de 204,6 metros está dentro de ese rango.

Para el correcto predimensionamiento se atiende a recomendaciones según Manterola (2006) [11]. Se establece una relación arco-tablero cuya separación entre pilares verticales debe mantener un mínimo de 10 a 12 partes iguales. Las vinculaciones de pilares con el arco y el tablero se establecen mediante apoyos deslizantes dado que el tablero queda apoyado. De esta manera el tablero acompaña al arco en las deformaciones que este sufre a través de los pilares, estando estos empotrados en el arco.

El proceso constructivo puede realizarse de distintas maneras de las cuales se destaca, mediante avance en voladizo por medio de un carro de avance o dovelas prefabricadas. El arco va siendo atirantado a medida que se construye desde el tablero o desde torres provisionales. Otro procedimiento consiste en el basculamiento de los arcos con giro del eje horizontal, donde el arco se construye en posición vertical para posteriormente bascular alrededor de un apoyo auxiliar.

### 2.3.3. Puente viga cajón de canto variable

Esta tipología se ha desarrollado muy rápidamente en el siglo XX dominando las luces comprendidas entre 60 y 150 metros. Se encuentran ciertas ventajas en el uso de esta tipología: la supresión de cimbras, permite la prefabricación de dovelas, la rapidez de ejecución (si el sistema de prefabricado pueden colocarse de 3 a 4 dovelas por día) y por último el precio, pudiendo así ser competitivo con la construcción metálica.

No obstante presentan un hándicap en cuando a su cálculo debido al alto número de secciones que deben ser comprobadas además de requerir un seguimiento de la evolución del esquema estático durante su ejecución. Esto se suma a los efectos producidos por la fluencia

y la retracción del hormigón además de la relajación del acero y la redistribución de esfuerzos una vez se da continuidad a la estructura en su conjunto.



Ilustración 6. Puente pretensado de canto variable. Imagen Google

En cuanto al dimensionamiento de las luces, según Mathivat (1980) [14], una relación económica entre las luces laterales y la luz principal del puente comprende entre 0,75 y 0,80. No obstante, la experiencia demuestra que esta relación resulta mejor entre 0,65 y 0,70.

En cuanto a la sección transversal, se recomienda una relación del canto sobre el apoyo a la luz principal desde 1/16 hasta 1/20, situándose el óptimo en 1/17. El canto en centro vano debe estar comprendido entre 1/30 y 1/60.

### 2.3.4. Puentes realizados mediante elementos prefabricados

En este subapartado se engloba las tipologías prefabricadas como vigas artesa, vigas doble T y vigas cajón. Todas ellas se sitúan en un rango de luces útil entre los 25 hasta los 40 metros, lo que incrementa el número de pilas requeridas a lo largo del puente.

Mantienen un sistema sencillo de vigas biapoyadas sobre las pilas, lo cual simplifica el cálculo general. Sin embargo, el problema que mantienen es el transporte de los elementos de gran longitud prefabricados hasta el lugar de obra, no siendo un buen sistema siempre por este motivo.

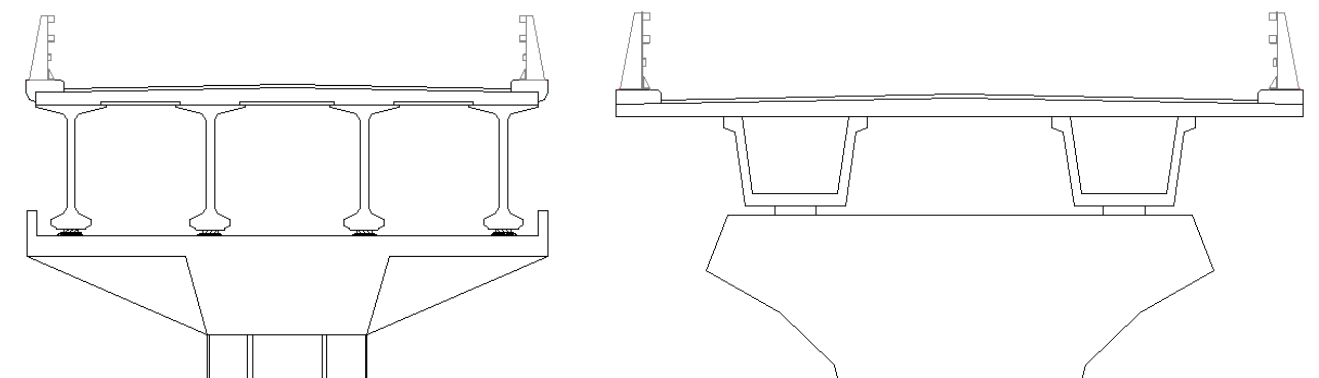


Ilustración 7. Puente vigas prefabricadas en doble T y en artesa. Secciones tipo

Su ejecución suele llevarse a cabo mediante la colocación de las mismas con grúa y posteriormente ejecución de losa superior previa colocación de prelosas como encofrado perdido.

### 2.3.5. Puente mediante vigas cajón empujado

Tipología similar a las prefabricadas anteriores en cuanto a morfología se refiere y no en método constructivo. Estas vigas son construidas in situ, desde uno de los márgenes de la luz a salvar, sobre un taller provisional el cual incorpora los dispositivos necesarios para empujar los tramos ejecutados hasta el apoyo más cercano.

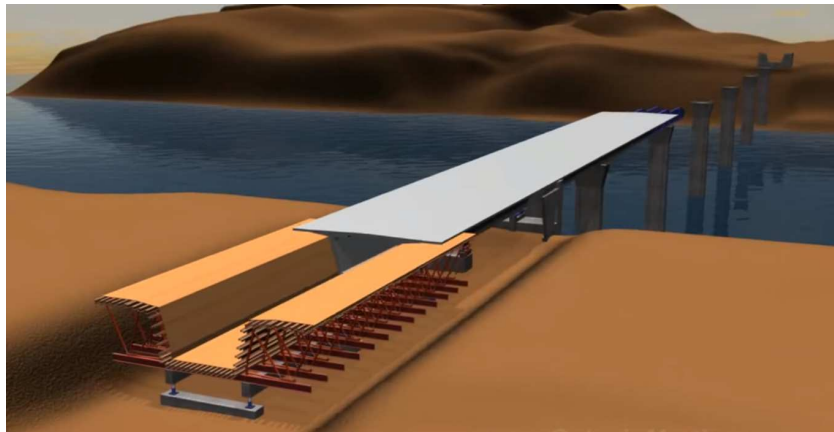


Ilustración 8. Sistema constructivo empujado. Imagen extraída de [www.octaviomartins.com](http://www.octaviomartins.com)

### 2.3.6. Puente atirantado

Es una tipología la cual cubre el mayor rango de luces de los propuestos en el trabajo, desde los 100 metros hasta los 500 metros (puentes de hormigón).



Ilustración 9. Puente atirantado Monterrey (México)

La relación entre la luz del vano principal y la de los vanos de compensación depende de varias variables del contorno físico. Manterola (2004) recomienda, para el caso de puentes asimétricos que busquen salvar una luz principal, utilizar una rigidización del sistema mediante vanos de compensación cortos, del orden de 0,2 a 0,3 la luz principal. Para el resto de casos

se acude a un vano de compensación con una relación entre 0,4 y 0,5 la luz principal (aunque para 0,5 veces las flexiones aumentan).

La disposición de los tirantes sobre la torre puede hacerse en forma de abanico o en arpa. La primera tiene algunas ventajas frente a la segunda, como la reducción de acero utilizado, menores esfuerzos axiales en dintel y menor flexión e pilas principales.

La altura de las torres viene determinada por el ángulo que forma el cable más alejado de esta a tierra y su anclaje en el extremo superior de la torre. Este ángulo se bloquea a un máximo de 25° y un mínimo de 20°, como recomendación.

### 2.4. Pilas

La gran altura requerida en las pilas de casi hasta 50 metros, requiere en todos los casos de pilas de sección hueca, dotándolas de una mayor inercia para resistir los posibles esfuerzos de pandeo a los que se puedan ver sometidas.

No se requiere el uso de pantallas planas para materializar la pila debido a que, la altura de las mismas, es suficiente como para soportar las deformaciones a las que se puedan ver sometidas por el efecto de contracción y dilatación del tablero.

Por otro lado, en el caso del arco, al ser la longitud hasta el tablero considerablemente inferior en todas las pilas, no se requiere de secciones huecas, o al menos se puede recurrir a secciones mucho más esbeltas que admitan dichas deformaciones.

La variación de longitud del tablero en las soluciones prefabricadas o en las alternativas en las cuales la conexión pila-tablero se lleve a cabo mediante un apoyo elastomérico, no supone un problema, debido a que las deformaciones pueden considerarse absorbidas por los elemento de apoyo.

### 2.5. Valoración de primera fase

Como se ha comprobado en apartados anteriores, el presente trabajo desarrolla un gran número de alternativas en vista de que se disponía de una distancia considerable a salvar. Esto ha permitido proponer tipologías como puentes atirantados, arcos, pretensados extradados, entre otros.

Se trata de valorar, tras un análisis crítico razonado, cuales son, de entre todas las alternativas planteadas, las soluciones más óptimas para salvar la luz que representa el obstáculo natural que es el valle causado por el río Chelva en su cruce con la variante *sur* proyectada. En todos los casos se plantean puentes de hormigón de diferentes tipologías donde la diferencia radica en la distinta distribución de pilas y longitudes entre estribos.

Todos los puentes entre los que se barajan están representados en mayor detalle en su correspondiente apartado en el apartado de planos.

A continuación se realiza una valoración de las tipologías y las alternativas que han sido propuestas.

### ➤ Arco con tablero superior

Debido a la proporción de las dimensiones anchura-profundidad del valle, es sencillo encajar una solución de tipo arco inferior.

Se opta por diseñar varios arcos inferiores con un rebajamiento entre 1/4 y 1/5. Esta solución es hidráulicamente idónea, pues permite el paso de un gran caudal sin que el nivel de agua se aproxime a las pilas en caso de grandes avenidas.

Las dimensiones del arco, con luces de hasta 140 metros y alturas del tablero sobre el terreno de más de 60 metros, imposibilitan la ejecución de la obra mediante una cimbra auxiliar, por lo que se requiere de un sistema constructivo más específico y costoso.

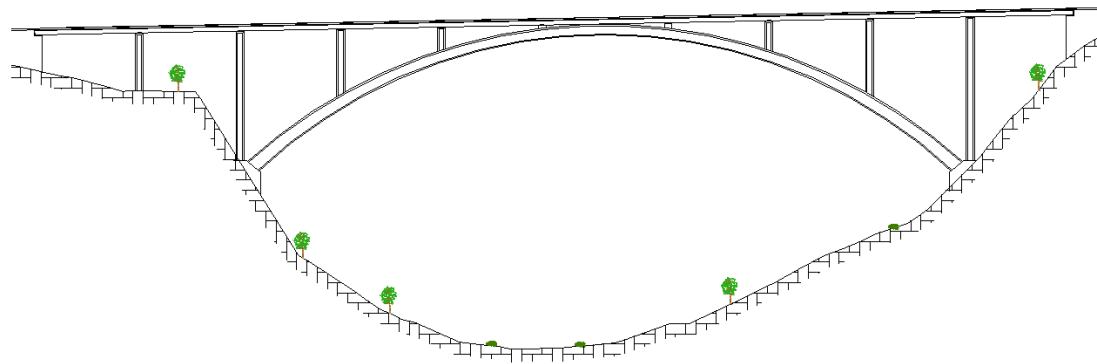


Ilustración 10. Puente en arco con tablero superior.

La variación en las soluciones tipo arco radica en el número de vanos dispuestos, es decir, en el número de pilas que parten del arco para sustentar el tablero. Para la distribución de luces de 30 metros se ha dispuesto un tablero de tipo losa aligerada de canto constante de 1,4 metros de espesor. Con esta disposición, se disponen 4 pilas sobre el arco distribuidas sobre los 140 metros de luz representando una carga poco uniforme sobre este. De esta manera, para determinadas situaciones de cargas, este puede crear descompensación y el sistema no trabajaría adecuadamente.

Para paliar esta posible situación se opta por acercar las pilas entre sí hasta una separación de 20 metros, con la misma relación de rebajamiento. En esta situación se diseña un tablero compuesto por una losa maciza, suficiente para salvar este rango de luces.

Vistas las alternativas en esta tipología, parece propicio decantarse por la solución de luces de 20 metros, ya que para que el antifunicular de las cargas permanentes tenga una forma arqueada clásica, el número de pilares debe ser del orden de 6 a 10; en nuestro caso, con esta segunda distribución el número de pilares es de 6.

Una vez elegida la separación de pilas se plantea la posibilidad de darle una inclinación a las mismas como diseño puramente estético. Debido a que no tiene una mejora estructural en ningún caso, se mantiene como una variante de la solución que, en caso de ser más desarrollada en profundidad más adelante en este estudio, se elegirá una disposición de pilas.

Se requeriría un estudio de las cimentaciones del arco para comprobar la adecuación del terreno a las solicitaciones que una estructura de este tipo puede generar.

Se elige esta tipología como adecuada para profundizar más adelante en su estudio como solución a adoptar.

### ➤ Puentes mediante elementos prefabricados

La solución mediante elementos prefabricados requiere que piezas prefabricadas se encuentren biapoyadas, o en su caso, mediante un postesado que le proporcione continuidad al tablero. En estos párrafos se consideran las tipologías de cajón prefabricado, viga artesa y vigas en doble T.

La variación en este caso viene dada exclusivamente por la longitud de vano, estudiada en múltiplos de 5 (excepto vigas doble T). En general en todos los casos se encuentra el mismo problema, consistente en que las pilas que pueden estar situadas justo en el cauce del río debido a la escasa separación de las mismas a lo largo de la estructura.

Para el caso de 25 metros la luz es demasiado corta, pudiéndose emplear una losa aligerada en lugar de una sección en cajón, aunque la ejecución de la losa aligerada a la altura a la que se encuentra el tablero puede ser un gran inconveniente. Por otro lado son necesarias 7 pilas para la longitud del puente, con una altura media de 50 metros de pila, lo que conlleva un gasto excesivo.

Para el caso de 30 metros la situación es la misma pero con 6 pilas, también conlleva un gasto excesivo en proporción con el tablero, especialmente si se considera que es fácilmente viable la fabricación de elementos prefabricados de mayor longitud.

Con una separación de pilas de 35 metros son necesarias 5 pilas, 3 de las cuales algo más cortas que el resto, sin embargo es necesario un estudio de viabilidad para el transporte de las vigas a Chelva, así como la colocación de las vigas a más de 40 metros de altura ya que una cimbra autolanzable no es económica para tan pocos vanos, aunque se puede estudiar su futuro aprovechamiento en el caso de construir el puente 1 y 2 mediante el mismo método de cimbra autolanzable.

Con 40 metros de separación solo son requeridas 4 pilas. El mayor inconveniente es el transporte y la colocación como se ha explicado en el caso de elementos de 35 metros. En este caso, aunque el número se reduce con respecto a los casos anteriores, una cimbra autolanzable no se encuentra en el rango de lo económico.

En el caso de **vigas artesa** se han llevado a cabo las mismas distribuciones de luces de 30, 35 y 40 metros. Entre las opciones de 35 y 40 metros, la más adecuada sería la alternativa de 40 metros, ya que se dispone una pila menos y permite realizar la unión de las vigas mediante vigas apoyadas en cantiléver, reduciendo la longitud de las vigas, y facilitando de este modo el transporte, sin requerir un número excesivo de pilas.

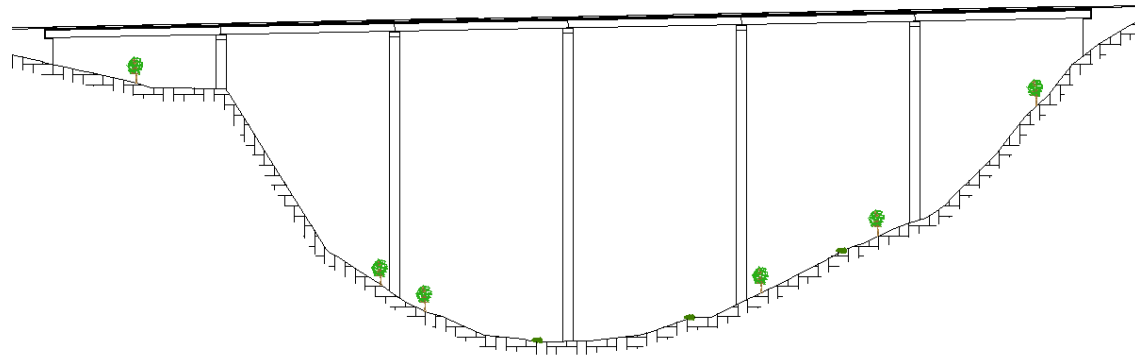


Ilustración 11. Puente mediante vigas artesa

El mayor inconveniente de la utilización de vigas artesa es el mayor número de discontinuidades que representa la estructura, así como de aparatos de apoyo.

En el caso del empleo de **vigas en doble T** se ha propuesto solución con vanos de 25, 30 y 40 metros. Las pilas requieren de una cabeza de martillo, más amplia que el soporte necesario para vigas en artesa o secciones en cajón, la cual está compuesta por una sección monocelular y dos voladizos extremos.

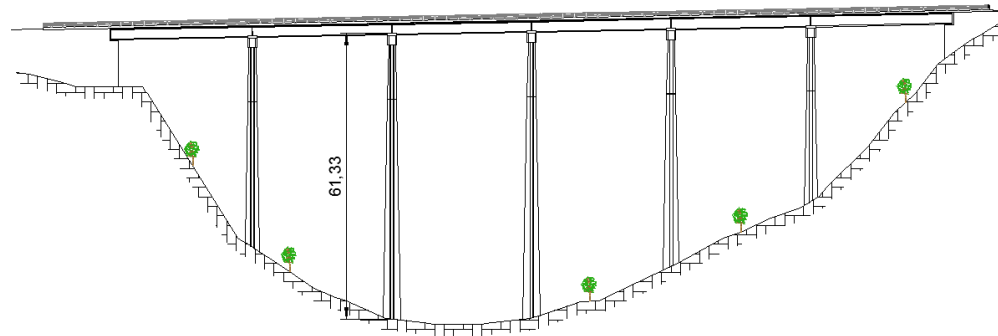


Ilustración 12. Puente mediante vigas doble T

La solución de vigas de 25 metros, dado que se debe salvar una luz total de 200 metros, precisa de un número excesivo de pilas, y considerando la altura del cauce a nivel de trazado y la complicada orografía y geología del lugar, se prefiere a priori una solución que conlleve la construcción del menor número de pilas.

Por todo ello, y para un estudio posterior en mayor detalle mediante PRES, se opta por el empleo de una solución prefabricada a base de vigas artesa con pilas cada 40 metros debido a la mayor facilidad de transporte, la solución de vigas doble T con pilas cada 35 metros y vigas cajón con longitudes de vano de 35 metros.

#### ➤ **Atirantado:**

Se plantean varias soluciones entre 2 y 3 vanos, en ambos casos una solución con pila central y compensación de vanos adecuada o una solución asimétrica en la que varía la estética.

La solución con una sola pila presenta el problema de que la cimentación de la misma recae sobre el cauce del río, lo cual es desaconsejable. En el caso de que sea asimétrica la torre requiere una altura sobre el tablero de unos 60 metros de altura para que el cable más tendido presente un ángulo adecuado que permita un correcto tensado.

Por otro lado la solución de más de una pila implica en el caso de soluciones compensadas alturas de pila menor, pero dimensiones de luz fácilmente salvables mediante otras tipologías.

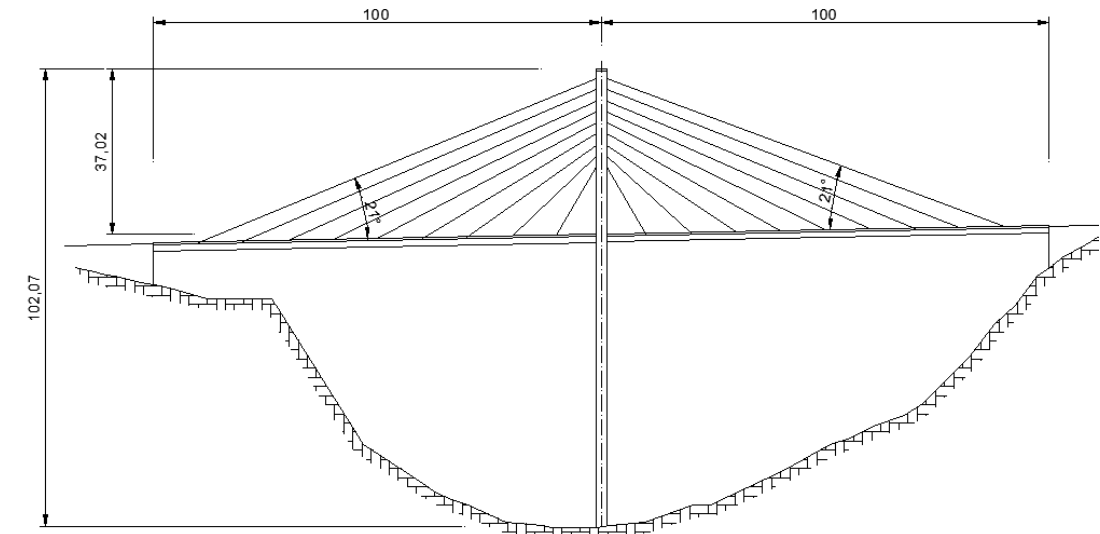


Ilustración 13. Puente atirantado de dos vanos

Otra valoración es el aspecto económico. Las soluciones más singulares, tales como aquellas que disponen de una sola torre, tanto compensadas como con tirantes de retenida, se descartan directamente debido al coste excesivo de una obra singular; siendo que se busca la realización de una solución en la que prime en mayor medida el coste económico, sobre la creación de un punto reseñable en la localidad de Chelva. Con este mismo criterio se descartan las opciones con 2 torres, debido a la posibilidad de construir tipologías mejor adaptadas a los criterios empleados.

#### ➤ **Extradonado**

En cuanto a la tipología de puente **pretensado extradonado**, este se presenta como una solución un tanto distinta a lo que se acostumbra a construir en España, por lo que aporta una visión innovadora en la construcción de puentes. Esta tipología se encuentra entre un puente atirantado y un puente pretensado, llevando consigo los encantos que ofrece cada una de estas. Se ha optado por un diseño acartelado, por lo que el ancho en alzado del mismo varía desde su arranque en la pila hasta un 20% de la luz principal con un arco suavizado.

Dentro de las propuestas que se muestran en el trabajo (tres, cuatro y cinco vanos), se ha elegido la solución de tres vanos por las siguientes razones. Esta distribución precisa la sección más gruesa de todas (desde 3,3 metros en su arranque, hasta 2,2 metros en clave) para poder absorber las tensiones producidas debidas a la luz principal de 100 metros. La disposición de las pilas sobre el cauce es adecuada dado que no interfiere en el flujo del río Chelva.



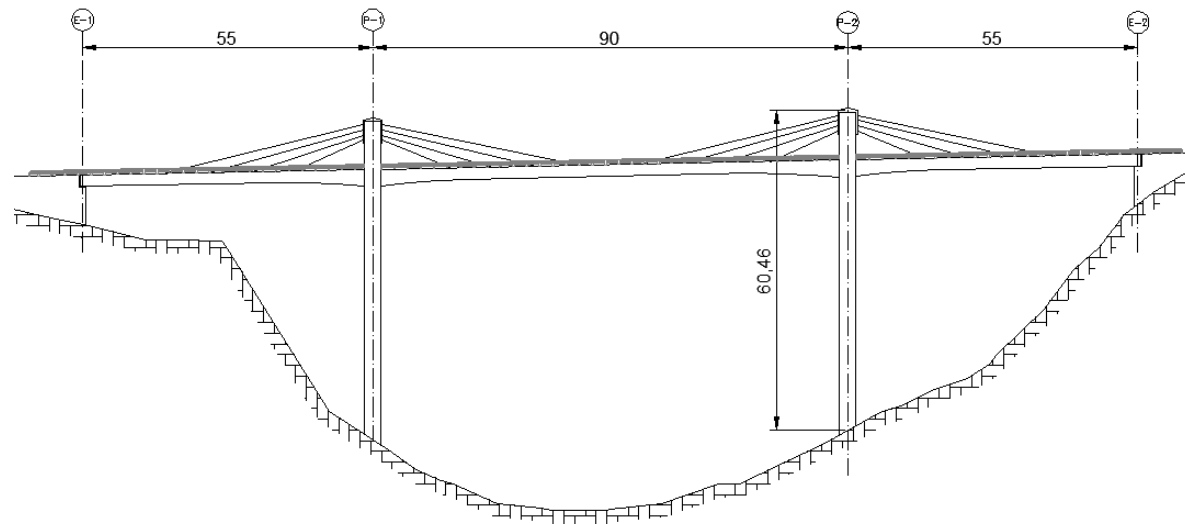


Ilustración 14. Puente pretensado extradosado de tres vanos

Las soluciones de cuatro y cinco vanos ofrecen la ventaja de reducir la sección del tablero, pero a costa de construir una y dos pilas más respectivamente. Dada la gran altura que debemos salvar, el consumo de material en la construcción de las pilas frente al ahorro que puede conseguirse sobre el tablero es mínimo. Esto además cabe añadir el aumento de plazos durante la construcción del puente. Sumado esto a la geomorfología del entorno y los puntos descritos anteriormente, hace que la solución de pretensado extradosado de tres vanos se seleccione para la decisión multicriterio PRES.

#### ➤ Voladizos sucesivos

Debido a la naturaleza del cauce con una profundidad de más de 60 metros en su parte central, se opta por valorar esta tipología que admite una construcción con pilas largas sin necesidad de cimbrado por debajo del tablero.

En todos los casos se ha optado por una construcción en voladizos sucesivos con avance compensado donde los vanos centrales tienen aproximadamente el doble de luz de vano que los extremos con una relación de  $0,6L-L-0,6L$ .

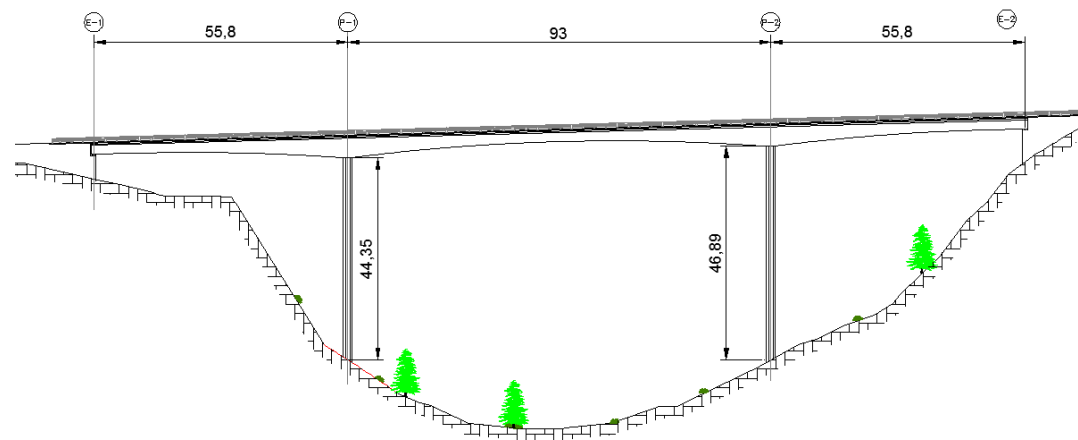


Ilustración 15. Puente de canto variable en voladizos sucesivos

Con esta premisa y con un ancho de plataforma de 10,5 metros, se opta por un cajón de celda única con alas inclinadas donde el espesor del tablero se encuentra en función creciente con la luz de vano. La variación del mismo se realiza de forma gradual mediante una ecuación de segundo grado.

En todos los casos se ha planteado una pila octogonal con la anchura del tablero que varía hasta un rectángulo de aproximadamente 2 metros de ancho (variable en cada caso) con acartelamientos continuando las paredes de la pila hasta la losa superior del tablero.

Este primer estudio no diferencia entre voladizos in situ o prefabricados si no que trata de discernir entre rangos de luces, dimensiones y adecuación de la solución al problema que se está estudiando.

En el caso de situar una sola pila en el centro del accidente a salvar proporciona una distribución de vanos totalmente compensada de 102,3 metros de pila a estribo, sin embargo los inconvenientes constructivos son mayores debido a su mayor dimensión e hidráulicamente se encuentra ante el peor escenario posible, en el que la pila está encajada justo en el cauce, lo que favorece la erosión del entorno de la pila, por lo que no se contempla como válida esta opción

Si la distribución es de 3 vanos se obtiene una distribución de pilas mucho más razonable acorde a la hidráulica de la sección. Ambas pilas se encuentran separadas del curso fluvial para un escenario hidrológico típico. La longitud de vanos tiene unos valores razonables que la experiencia demuestra ser adecuados en esta tipología (55,8-93-55,8 metros). Se opta por considerar esta distribución en el puente primero

Para el caso de 4 y 5 vanos ambos presentan problemáticas similares. En primer lugar la distribución de pilas no es la más adecuada debido a que las cimentaciones de las mismas se sitúan en el cauce ordinario del Río Chelva, por otra parte el rango de luces es demasiado corto para la tipología estudiada, encareciendo la estructura debido al mayor número de pilas de gran altura necesarias.

#### ➤ Puente empujado

Dado que se trata de una tipología que tampoco requiere de cimbrado para su construcción, el cual sería muy complejo según la naturaleza del entorno de la obra, se plantea el puente empujado como una posible alternativa. La sección de forma y dimensiones constantes, se plantea como un cajón monocelular de alas inclinadas, la anchura del mismo estará en función del vano central, donde la distancia en la que el tablero se encontrará en ménsula es mayor. La proporción entre vanos extremos y centrales es de  $0,8L$ .

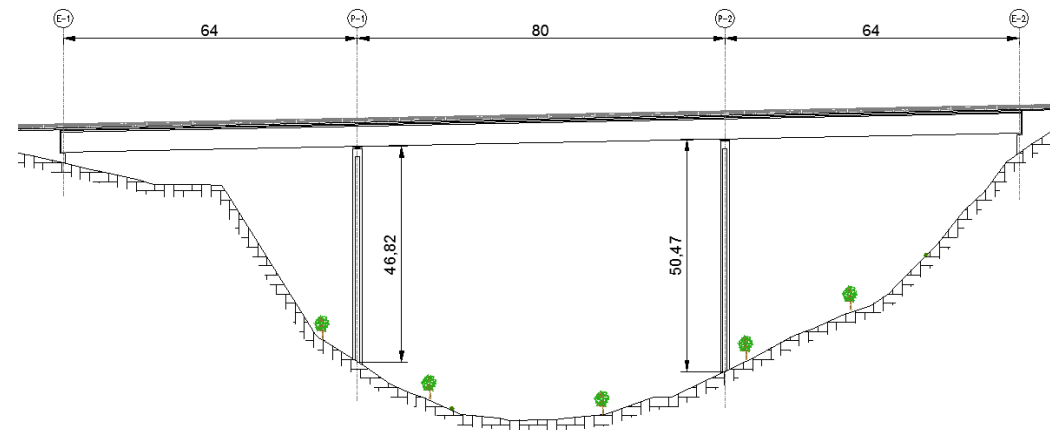


Ilustración 16. Puente cajón empujado

No se plantean menos de 2 pilas debido a las luces de vano. En el caso de 2 pilas en el tramo central es necesaria una ménsula de 77 metros, algo al límite de lo económicamente viable sin sobredimensionar la sección demasiado para lo posteriormente requerido en servicio. La situación de las pilas se asemeja a lo estudiado para puentes en voladizo, adecuada debido a su no proximidad con el curso fluvial.

Con 3 y 4 pilas el rango de luces es bastante adecuado para la tipología de puente empujado. Sin embargo las cimentaciones de las pilas intermedias se encuentran en el entorno del cauce o sobre el mismo, algo desaconsejable.

Por otra parte no se va a plantear esta alternativa para un futuro estudio debido a que es una tipología adecuada para puentes rectos con un número de luces considerables que lo hacen viable económicamente, sin embargo en el caso del cruce del Río Chelva para tener una cantidad de vanos que permitan una construcción cómoda las pilas necesarias son demasiadas y de demasiada altura por lo que aumenta mucho el coste de construcción. Por otra parte el entorno de la obra no es muy adecuado debido a su orografía para implantar un taller en obra que permita la construcción del tablero a empujar.

**Resumiendo.** Los puentes que se someterán a selección multicriterio mediante PRES son:

- Pretensado extradadosado de 3 vanos
- Voladizos sucesivos in situ de 3 vanos
- Prefabricado con vigas doble T de 35 metros
- Prefabricado con vigas artesa de 40 metros
- Cajón prefabricado de 35 metros
- Arco de hormigón con pilas cada 20 metros

## 2.6. Justificación de la solución adoptada. Segunda fase

Para justificar la solución adoptada en el segundo puente sobre el río Chelva, primero se realiza una valoración de los puentes propuestos en la primera fase de manera que seis de ellos puedan ser evaluados mediante elección multicriterio.

Tras una primera selección de tipologías y distribución de elementos en las distintas soluciones propuestas para solventar el cruce sobre el río Chelva, se presentan 6 alternativas en el cruce primero, sobre el que se plantea construir el segundo puente.

Estas alternativas han sido escogidas bajo un sencillo criterio en el que se ha evaluado de manera somera, y a título individual para cada tipología si las opciones son adecuadas al entorno, su idoneidad constructiva o su viabilidad económica. Descartando aquellas que por diversos factores quedan fuera del rango de lo aceptable o admisible.

### 2.6.1. Método PRES

En este punto se plantea escoger la propuesta que proporciona la solución más idónea a la resolución de la misma mediante la metodología PRES. Método desarrollado en la Universitat Politècnica de València por Gómez-Senent et al (1991-1992) [1]. De esta manera se aplica a un problema donde se plantean una serie de alternativas y con el cual, de manera discreta y finita, se toma una decisión final satisfaciendo una serie de criterios, generalmente, en conflicto.

El objetivo es ayudar en la decisión a tomar aquella alternativa que satisface mejor o se acerca más al cumplimiento de la mayoría de los objetivos planteados.

En este apartado se realiza una breve explicación del funcionamiento del método multicriterio y la valoración de segunda fase. Por último se muestran los resultados de la elección y una conclusión explicativa de los factores y criterios que han sido determinantes.

#### 2.6.1.1. Funcionamiento

En primer lugar se deciden los criterios que deberán ser satisfechos así como el peso sobre el conjunto global del proyecto. A continuación quedan reflejados los pesos que se asignan según escala de importancia sobre el proyecto.

Los pesos a considerar sobre los criterios son:

Peso = 10 Criterio muy importante

Peso = 7 Criterio importante

Peso = 5 Criterio indiferente

Peso = 3 Criterio poco importante

Peso = 1 Criterio nada importante

En el apartado donde se explican detalladamente el significado de los criterios se señala su peso. Además en este mismo apartado queda reflejada la escala de valores y su significado que serán otorgados a cada alternativa según el nivel de satisfacción que alcance para cada criterio y subcriterio.



En lugar de valorar por separado cada alternativa, se plantea la elaboración de una matriz de valoración proporcionando pesos y subpesos a los distintos criterios a valorar dentro de una obra de estas magnitudes y valores a las alternativas en cada criterio. Existen subcriterios dentro de los criterios.

Criterio	C1	C2	(...)	Cj	(...)	Cn
Peso	P1	P2	...	Pj	...	Pn
Alt 1	G1(1)	G2(1)	...	Gj(1)	...	Gn(1)
(...)	...	...	...	...	...	...
Alt x	G1(x)	G2(x)	...	Gj(x)	...	Gn(x)
(...)	...	...	...	...	...	...
Alt M	G1(M)	G2(M)	...	Gj(M)	...	Gn(M)

**Matriz de Valoración**

Tabla 2. Matriz de valoración. Método Pres

A continuación, se elabora una matriz normalizada donde se transforman las escalas de evaluación de los criterios para que sean comparables. Se tendrá en cuenta el sentido de preferencia de cada criterio, es decir, si se prefiere una alternativa que tiene un mayor valor en la escala (criterio a maximizar) o si se prefiere una alternativa que tiene un menor valor en la escala (criterio a minimizar).

Criterio	C1	C2	(...)	Cj	(...)	Cn
Peso	p1	p2	...	pj	...	pn
Alt 1	g1(1)	g2(1)	...	gj(1)	...	gn(1)
(...)	...	...	...	...	...	...
Alt x	g1(x)	g2(x)	...	gj(x)	...	gn(x)
(...)	...	...	...	...	...	...
Alt M	g1(M)	g2(M)	...	gj(M)	...	gn(M)

**Matriz normalizada**

Tabla 3. Matriz normalizada. Método Pres

donde:

$$p_j = \frac{P_j}{\sum_{j=1}^N P_j} \quad g_j = \frac{G_j(x)}{G_j^{max}}$$

siendo:

$G_j^{max}$  el valor máximo de la escala en la que se evalúa el criterio j.

Posteriormente, el método trata de comparar cada alternativa con todas las demás. Para ello, se compara de manera binaria cada alternativa en cada criterio, obteniendo así la Matriz de Dominación. Esta se obtiene mediante suma de las diferencias entre valores correspondientes a los criterios en los que una alternativa domina a otra multiplicada por los pesos de cada criterio. Obteniendo la siguiente matriz:

$$\begin{pmatrix} T_{11} & T_{12} & \dots & T_{1M} \\ T_{21} & T_{22} & \dots & T_{2M} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ T_{M1} & T_{M2} & \dots & T_{MM} \end{pmatrix}$$

donde:

$$T_{ij} = \sum_{\substack{k=1 \\ k \in D}}^N p_k [g_k(i) - g_k(j)] = \sum_{\substack{k=1 \\ k \in D}}^N p_k d_k(i, j);$$

$$i, j = 1, 2, \dots, M \text{ alternativas}$$

$$k = 1, 2, \dots, N \text{ criterios}$$

Una vez obtenidos los valores de la matriz de dominación, se obtiene el índice PRES ( $I_i = \frac{D_i}{d_i}$ ), el cual establece la relación entre el grado con que la alternativa "i" domina a las demás y el grado con que estas domina a la alternativa "i". Las alternativas con mayor índice, en nuestro caso dado que hemos maximizado, son aquellas que se muestran dominantes frente al resto y por tanto óptimas.

Se obtiene así:

$$D_i = \sum_{j=1}^M T_{ij} = \sum_{j=1}^M \left[ \sum_{\substack{k=1 \\ k \in D}}^N p_k (g_k(i) - g_k(j)) \right]$$

$$d_i = \sum_{i=1}^M T_{ij} = \sum_{i=1}^M \left[ \sum_{\substack{k=1 \\ k \in D}}^N p_k (g_k(i) - g_k(j)) \right]$$

$$I_i = \frac{D_i}{d_i} = \frac{\sum_{i=1}^M T_{ij} = \sum_{j=1}^M \left[ \sum_{\substack{k=1 \\ k \in D}}^N p_k (g_k(i) - g_k(j)) \right]}{\sum_{i=1}^M T_{ij} = \sum_{i=1}^M \left[ \sum_{\substack{k=1 \\ k \in D}}^N p_k (g_k(i) - g_k(j)) \right]}$$

El valor  $D_i$  representa hasta qué punto la alternativa "i" domina a todas las demás, mientras el valor  $d_i$  representa hasta qué punto la alternativa "i" es dominada por el resto. Las alternativas con mayor índice PRES, en nuestro caso dado que hemos maximizado, son aquellas que se muestran dominantes frente al resto y por tanto óptimas.

### 2.6.1.2. Criterios y pesos

Se presentan los criterios seleccionados que deben ser satisfechos en la medida de lo posible por las alternativas propuestas. Se dividen en 6 apartados generales: funcionalidad, construcción, integración en el entorno, estética, economía y durabilidad. A la vez estos se subdividen en subcriterios a los cuales se les asignan subpesos. La media de los subpesos



asignados completará el peso de cada criterio general y por tanto el peso total sobre el proyecto.

Se busca la comparación mediante la ponderación de criterios de en qué medida se adapta la solución a los objetivos previstos.

La explicación de los criterios y subcriterios así como los valores de cada uno de ellos se encuentran en el apéndice I del presente trabajo.

### 2.6.1.3. Valoración y resultados de alternativas

A continuación, y siguiendo con el modelo de PRES explicado en el apartado anterior, se muestra la matriz de valoración donde cada alternativa es valorada para cada uno de los criterios.

PUENTE 2		Matriz de valoración					
		Alternativas					
Criterios		Prefabricado doble T (I)	Cajón prefabricado (II)	Artesa (III)	Arco (IV)	Voladizos sucesivos (V)	Extradosado (VI)
Funcionalidad	Posibilidad de futura ampliación	7	5	7	3	3	3
	Eficiencia estructural (optimización de formas)	5	7	5	7	7	7
Construcción (plazos y métodos)	Plazo de ejecución	7	10	7	3	5	5
	Simplicidad método constructivo	5	7	5	5	5	5
	Nº pilas (cimentación requerida)	3	3	3	10	7	7
	Acceso de elementos a la obra	5	5	3	10	10	10
	Pilas en el cauce	3	3	3	10	7	7
	Seguridad en la construcción	10	10	10	5	7	5
Integración en el entorno	Afección medio ambiental	7	7	7	5	5	5
	Aceptación social	5	7	7	10	7	5
	Afección visual al entorno	3	5	3	10	7	7
	Integración con el entorno presente	3	5	7	5	5	7
Estética	Diseño innovador	3	3	3	5	5	7
	Belleza arquitectónica	5	7	5	10	10	7
Economía	Relación coste/metro de tablero	7	7	7	5	5	5
	Coste mantenimiento	7	5	5	7	7	5
Durabilidad	Material	7	7	7	5	5	5
	Discontinuidades	3	3	3	7	10	7
	Protecciones de materiales (galvanización, chapas, inoxidable...)	5	5	5	5	5	7
	Penalizar número de apoyos y juntas	3	3	3	7	10	10

Ilustración 17. Matriz de valoración segundo puente

La ilustración 13 muestra la matriz normalizada:

Criterios	Peso sobre el total	Matriz normalizada					
		Alternativas					
		I	II	III	IV	V	VI
Funcionalidad	0.142	0.60	0.60	0.60	0.50	0.50	0.50
Construcción (plazos y métodos)	0.175	0.55	0.63	0.52	0.72	0.68	0.65
Integración en el entorno	0.142	0.45	0.60	0.60	0.75	0.60	0.60
Estética	0.114	0.40	0.50	0.40	0.75	0.75	0.70
Economía	0.242	0.70	0.60	0.60	0.60	0.60	0.50
Durabilidad	0.185	0.45	0.45	0.45	0.60	0.75	0.73
<b>Sumatorio</b>	<b>1.0</b>	<b>3.2</b>	<b>3.4</b>	<b>3.2</b>	<b>3.9</b>	<b>3.9</b>	<b>3.7</b>

Ilustración 18. Matriz normalizada segundo puente

La ilustración 14 muestra la matriz de dominación donde cada una de las alternativas es comparada con el resto excepto con ella misma.

MATRIZ DE DOMINACIÓN						
	I	II	III	IV	V	VI
I	-	0.02417	0.03002	0.03839	0.03839	0.06256
II	0.04731	-	0.03183	0.01422	0.01422	0.03839
III	0.02133	0	-	0.01422	0.01422	0.03839
IV	0.13942	0.09210	0.12393	-	0.02717	0.06288
V	0.13997	0.09265	0.12449	0.02773	-	0.04032
VI	0.12382	0.07650	0.10833	0.02310	0	-

Ilustración 19. Matriz de dominación segundo puente

La ilustración 15 muestra el índice PRES obtenido en cada alternativa y por último la alternativa seleccionada.

	Índice PRES		
	Di (FILAS)	di (COLUMNAS)	li
I	0.19352	0.47184	0.41014
II	0.14597	0.28543	0.51142
III	0.08815	0.41860	0.21059
IV	0.44550	0.11765	3.78651
V	0.42516	0.09400	4.52311
VI	0.33175	0.24254	1.36786

Mejor alternativa	
4.52311	Voladizos sucesivos

Ilustración 20. Índice PRES y selección de alternativa



#### 2.6.1.4. Conclusión y comentarios

Tras la valoración de las alternativas preseleccionadas, la matriz de dominación muestra que la tipología de voladizos sucesivos es la más idónea para salvar el segundo puente.

Lo primero que se observa en los resultados es el bajo índice obtenido por las alternativas prefabricadas. Esto se debe a que, dado que obtienen valoraciones, si no iguales, similares en la matriz de dominación, no obtienen apenas dominación entre ellas y el resultado final les perjudica.

La solución se disputa entre arco, voladizos sucesivos y extradado, siendo este segundo el que obtiene mayor puntuación. Los factores que han decidido esta opción son construcción, integración en el entorno y durabilidad, siendo esta última en la cual la tipología de voladizos sucesivos se ha desmarcado. Esto puede explicarse dado que esta solución mantiene una continuidad a lo largo del puente y evita las juntas abiertas que pueden mermar la durabilidad del mismo con el paso del tiempo. En cuanto al resto de factores, ambas tipologías tienen la misma valoración y por tanto no dominan una sobre la otra.

Si comparamos la opción seleccionada con las tipologías prefabricadas, estas últimas no son capaces de absorber tanta luz de vano, requiriendo así un mayor número de pilas. Este punto lleva consigo otro efecto perjudicial que son el número de juntas, mermando o dificultando la buena durabilidad de la estructura frente la mencionada continuidad que ofrece el puente seleccionado.

Otro punto en contra, aunque con menor peso sobre el PRES, es la aceptación estética por parte de los puentes con acabado “in situ” frente los prefabricados.

Un aspecto a destacar es la considerablemente menor afección al entorno desde el punto de vista paisajístico de las soluciones “in situ”. Al disponer de un menor número de pilas presenta un menor obstáculo desde el punto de vista visual. También la solución por voladizos sucesivos al trabajar desde el tablero directamente, no requiere maquinaria, ni material, situado debajo del mismo. Por lo que se produce una menor afección ambiental al cauce.

Para resumir, los factores decisivos para elegir las soluciones “in situ” frente a las prefabricadas es el menor número de pilas, la ausencia de discontinuidades y menor número de apoyos y la integración en el entorno.

Siendo críticos en la solución, cualquiera de las soluciones “in situ” pudiera ser viable para salvar el segundo puente, pero los factores mencionados al principio de este apartado hacen que la opción de voladizos sucesivos sea aquella que satisfaga en mayor medida los factores impuestos.



### 3. BASES DE CÁLCULO

#### 3.1. Normativa utilizada

Para la elaboración del proyecto se emplean las normas y recomendaciones enumeradas a continuación. Se distingue entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos referentes a la resistencia de la estructura.

##### 3.1.1. Normas de acciones

- [1] "Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera". I.A.P.
- [2] "Norma de construcción Sismorresistente: parte general y edificación". NSCE-02 (Real Decreto 27 de septiembre de 2002).
- [3] "Obras de paso de nueva construcción- Conceptos generales"
- [4] "Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes" (NCSP-07)

##### 3.1.2. Normas de construcción

- [5] "Instrucción de Acero Estructural" E.A.E.
- [6] "Instrucción de hormigón Estructural" EHE-08

##### 3.1.3. Otros reglamentos

- [7] "Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera"
- [8] "Recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera"
- [9] "Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso"

#### 3.2. Criterios de seguridad

Para justificar la seguridad de las estructuras, objeto de este Anejo y su aptitud en servicio, se utilizará el método de los estados límites.

Los estados límites se clasifican en:

- Estados límites de servicio
- Estados límites últimos

##### 3.2.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S.)

Se consideran los siguientes:

- E.L.S. de deformaciones que afecten a la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.
- E.L.S. de compresión excesiva del hormigón.
- E.L.S. de fisuración del hormigón traccionado.

##### 3.2.2. Estados Límite Último (E.L.U.)

Los estados límites últimos que se deben considerar son los siguientes:

- E.L.U. de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o la totalidad de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.

#### 3.3. Valores característicos de las acciones.

Mediante el seguimiento de las normativas indicadas anteriormente se han obtenido los valores característicos de cada una de las acciones a considerar en el cálculo de la estructura.

##### 3.3.1. Valores característicos de las acciones permanentes

Este apartado se refiere al cálculo de los valores de las acciones referentes al peso propio de los elementos estructurales, así como de los elementos no resistentes que actúan en todo momento sobre la estructura para su funcionalidad.

Estas acciones pueden referirse al peso de los elementos que actúan en todo momento con magnitud constante: Peso propio y sobrecarga, o variable: acciones debidas al pretensado y acciones reológicas.

###### 3.3.1.1. Peso propio

El peso propio de la estructura se obtiene considerando el peso específico del hormigón armado con un valor de  $25 \text{ KN/m}^3$ , en este peso se incluye el peso de las barras de acero de armar. Así mismo, se considera el peso específico del acero de pretensado  $78,5 \text{ KN/m}^3$ .

En este caso el programa CSiBridge calcula automáticamente la distribución de esta carga a partir de la geometría de la estructura por lo que no es necesario calcularla.

###### 3.3.1.2. Carga muerta

La carga muerta incluye el peso de los elementos no estructurales que gravitan sobre los resistentes. En este caso se incluye los siguientes a efectos de cálculo:

- Pretiles de protección: considerando un peso del elemento de  $100 \text{ kg/m}$  y una sobreelevación de  $0,75 \times 0,25$  metros de hormigón, obtenemos un valor de  $5,7 \text{ kN/m}$  lineal. Este valor se aplica en ambos extremos de la sección del tablero.

$$P_{pav} = 1 + 25 \cdot 0,75 \cdot 0,25 = 5,7 \text{ kN/m}$$

- Pavimento: empleando un espesor medio de 10 cm y un peso específico de 23 kN/m<sup>3</sup>, el peso sobre la estructura se considera de:

$$\text{Valor inferior } (G_{k, \text{inf}}) 0,105 \cdot 23 = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La IAP-11 estipula un valor superior ( $G_{k, \text{sup}}$ ), obtenido incrementando un cincuenta por ciento los espesores teóricos

$$\text{Valor superior } (G_{k, \text{sup}}) 0,105 \cdot 23 \cdot 1,5 = 3,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.3.1.3. Pretensado

A efectos de la instrucción IAP-11 se considera pretensado tipo P1 dado que se trata de un pretensado interior.

Para la estimación de un primer valor del pretensado se lleva a cabo la siguiente metodología:

Para el cálculo del pretensado se modeliza una estructura evolutiva mediante el software informático SAP 2000 v16. Esta modelización se realiza para cada una de las fases de avance, consideradas para cada una de las dovelas hormigonadas in situ. Existen un total de 8 fases hasta la clave central del vano principal.

La primera de las dovelas en voladizo tiene una longitud de 7 metros, mientras que el resto son de 5 metros, a excepción de la dovela de cierre (7 metros).

Las cargas consideradas para el pretensado son aquellas acciones presentes durante la fase de construcción del voladizo: sobrecarga debido al trasiego de maquinaria, la cual se estima en 10 kN/m a lo largo del tablero; peso del carro de avance, el cual se estima en sendas cargas puntuales en el extremo del voladizo de 50 kN; y peso propio de la estructura de hormigón armado (sin considerar peso de pretensado).

Estos valores de las acciones se mayoran por 1,35 en el caso del peso propio y 1,5 para la sobrecarga y el carro de avance.

En el caso del peso propio y para la modelización de las dovelas, se ha considerado cada dovela con la sección de mayor peso, aumentando de este modo los esfuerzos necesarios para el cálculo.

El brazo mecánico a considerar para el cálculo de la fuerza de pretensado (P) será 0,8 H, siendo H la dimensión de la dovela central (4,75 metros). Además se considerarán unos factores, 0,8 y 0,9 para considerar de manera general los efectos de pérdida de pretensado debido a los efectos reológicos del hormigón, así como pérdidas de la fuerza del pretensado.

En los siguientes apartados se comentan los resultados del cálculo del pretensado con los resultados parciales y finales teniendo en cuenta las consideraciones de cálculo anteriormente consideradas. Para cada fase a la fuerza de pretensado se le resta la ya movilizada debido al tesado en la fase anterior.



Ilustración 21. Resumen de fases en voladizo

Se definen previamente los parámetros utilizados en las operaciones:

$M_{emp,pp}$	Momento en el empotramiento debido al peso propio
$M_{emp,sc}$	Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga
$M_{emp,cav}$	Momento en el empotramiento debido a los carros de avance
$M_{emp,tot}$	Momento total en el empotramiento
$P_{fpp}$	Fuerza de pretensado de las fases anteriores
$P_{nec}$	Fuerza de pretensado necesaria en la fase n

A continuación se muestra el cálculo del pretensado en una fase. Dado que se realizan cálculos repetitivos durante 8 fases, en la tabla 4 se resumen los resultados de cada una de ellas.

#### ➤ Fase 1<sup>a</sup>

$$M_{emp,pp}: -8185,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{emp,sc}: -336 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{emp,cav}: -400 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{emp,tot}: -8921,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$P_{fpp}: 0 \text{ kN}$$

$$P_{nec} = \frac{\text{Momento}}{0,8 \cdot H \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - P_{nec-1}$$

$$P_{nec} = \frac{-8185,15}{0,8 \cdot 4,75 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 0 = -6521,31 \text{ kN} *$$

\* Estos resultados vienen multiplicados por dos dado que el momento es soportado en ambas direcciones.



Fases	Memp,pp (kN·m)	Memp,sc (kN·m)	Memp,carro (kN·m)	Memp,tot (kN·m)	Pfp (kN)	Pnec (kN)
1	-8185.15	-336	-400	-8921.15	0	-6521.31
2	-20581.16	-887.25	-650	-22118.41	-6521.31	-9647.12
3	-37879.53	-1701	-900	-40480.53	-9647.12	-13422.60
4	-59593.88	-2777.25	-1150	-63521.13	-13422.60	-16842.54
5	-85193.13	-4116	-1400	-90709.13	-16842.54	-19874.27
6	-114402.52	-5717.25	-1650	-121769.77	-19874.27	-22705.15
7	-147021.16	-7581	-1900	-156502.16	-22705.15	-25389.17
8	-182854.36	-9707.25	-2150	-194711.61	-25389.17	-27930.88

Tabla 4. Cálculo de pretensado necesario por fases

### 3.3.1.4. Acciones reológicas

El cálculo de la retracción y de la fluencia se realizará mediante lo indicado en la normativa EHE-08. Así mismo, la modelización de las acciones reológicas sobre la estructura se materializa como un incremento de temperatura equivalente a la deformación que estas acciones originan.

#### 3.3.1.4.1. Fluencia

Esta es calculada según el artículo 39.8 de la instrucción EHE-08. El cálculo es dependiente del número de dovelas y por tanto de la fase de tesado en cada instante. Se tienen en cuenta las dimensiones de la sección, tiempo transcurrido desde el hormigonado hasta la aplicación de la carga de pretensado, fuerza de pretensado, tiempo considerado para el cálculo de la retracción, entre otras.

En este apartado se muestra el cálculo de una dovela y el resultado de la deformación final. En el apéndice III se muestra una tabla con los cálculos parciales de todas las dovelas para más información.

El incremento de deformación unitaria para cada dovela,  $\Delta \epsilon_{cc}(t, t_{0i})$ , se obtiene como el producto del incremento de tensión en la sección,  $\Delta \sigma(T_{0i})$ , por el coeficiente de fluencia partido por el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a los 28 días,  $E_{c,28}$ , que se obtiene en el artículo 39.6 de la EHE-08.

$$E_{c,28} = \beta_E \cdot E_{cm}$$

donde:

$$\beta_E = 1,30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1,175$$

$$E_{cm} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

En todos los casos estos parámetros son constantes y adoptan los valores:

$$\beta_E = 1,175 \quad E_{cm} = 30891,05 \text{ MPa}$$

por lo que:

$$E_{c,28} = 36296,98 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma(T_{0i}) = \frac{P_i}{Area}$$

Donde  $P_i$  es la fuerza de pretensado para la fase analizada y el área es la de la dovela analizada.

$$\varphi(t - t_{0i}) = \varphi_0(t_{0i}) \beta_c(t - t_{0i})$$

donde:

$\varphi_0 = \varphi_{HR} \beta(f_{cm}) \beta(t_{0i})$ , siendo  $\varphi_0$  es el coeficiente básico de fluencia.

$$\varphi_{HR} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \alpha_2$$

siendo:

- **HR** humedad media relativa del aire (70%)
- **$\alpha_1$**  factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,7} \leq 1 \text{ en este caso } \alpha_1 = 0,80$$

- **$\alpha_2$**  factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,2} \leq 1 \text{ en este caso } \alpha_2 = 0,94$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}}$$

- **$\beta(f_{cm})$**  factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia en este caso con  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ .

$$\beta(f_{cm}) = 2,425$$

- **$\beta(t_{0i})$**  factor de influencia de la edad de carga ( $t_{0i}$ ) en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(t_{0i}) = \frac{1}{0,1 + t_{0i}^{0,2}}$$

donde  $t_{0i}$  es el número de días transcurridos hasta la aplicación de la carga.

$\beta_c(t - t_{0i})$  es la función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo. Se calcula como:

$$\beta_c(t - t_{0i}) = \left[ \frac{(t - t_{0i})}{\beta_{HR} + (t - t_{0i})} \right]^{0,3}$$





Siendo  $t$  el momento en cual se calcula la fluencia y  $t_{0,i}$  es el número de días transcurridos hasta la aplicación de la carga.

$$\beta_{HR} = 1,5[1 + (0,012 \cdot HR)^{18}]e + 250 < 1500 \alpha_3$$

- $\alpha_3$  factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,5} \leq 1 \text{ en este caso } \alpha_3 = 0,854$$

- $e$  espesor de la pieza que se calcula como dos veces el área de la pieza partido por el perímetro de la misma.
- $HR$  humedad media relativa del aire (70%)

Los **resultados finales** del cálculo de la fluencia debido a las acciones del pretensado son:

Dovela	1	2	3	4	5	6	7	8	Total
Def. fluencia (mm)	1.295	1.066	1.147	1.176	1.162	1.050	0.855	0.547	8.298

Dovela	9	10	11	12	13	14	15	16	Total
Def. fluencia (mm)	1.766	1.402	1.473	1.482	1.443	1.288	1.039	0.659	10.553

### 3.3.1.4.2. Retracción

Este parámetro es calculado según el artículo 39.7 de la instrucción EHE-08. Se procede de igual forma a la anterior para modelizar este parámetro, introduciendo la deformación en el modelo como una diferencia de temperatura. Este depende de la sección de la dovela, por lo que la retracción obtenida es diferente para cada una de ellas.

En el **apéndice II** se muestra una tabla con el cálculo de todas las dovelas mientras en este apartado se muestran los cálculos de una dovela y una tabla resumen.

La retracción se obtiene como la suma de la deformación por retracción autógena,  $\varepsilon_{ca}(t)$ , más la deformación de retracción por secado  $\varepsilon_{ca,\infty}$ .

La deformación por retracción por secado se obtiene como el producto de:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

siendo:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}$$

Para  $t = 58$  días;  $\beta_{as}(t) = 0,782$

Para  $t = \text{infinito}$ ;  $\beta_{as}(t) = 1$

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

Puesto que  $f_{ck}$  es el mismo para todos los casos (40 MPa)  $\varepsilon_{ca,\infty}$  es 0,000075.

La deformación por retracción autógena  $\varepsilon_{ca}(t)$  se calcula como el producto de diversos factores:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{ca,\infty}$$

siendo  $k_e$  un coeficiente que depende del espesor medio, el cual se puede obtener en la tabla 39.7.a de la EHE-08, se toma como valor medio de espesor 400 mm, y valor  $K_e = 0,725$ .

**Tabla 39.7.a**  
Valores del coeficiente  $k_e$

$e$ (mm)	$k_e$
100	1,00
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Tabla 5. Coeficiente espesor medio

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{e^3}}$$

Donde:

- $e$  es el espesor de la pieza calculado como se indica en el subapartado anterior
- $t$  es la edad del hormigón en el instante de evaluación, en días.
- $t_s$  es la edad del hormigón al comienzo de la retracción (final del curado) en días, se considera de valor 7 días.

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10}} \right] 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

Donde  $\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$  son dos parámetros que dependen del endurecimiento del hormigón, se consideran 4 y 0,12 respectivamente, correspondientes a un endurecimiento normal. Esta tabla se corresponde a la tabla 39.7.b de la norma EHE-08.

**Tabla 39.7.b**  
Coeficientes  $\alpha_{ds1}$  y  $\alpha_{ds2}$

	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
$\alpha_{ds1}$	3	4	6
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,12	0,11

Tabla 6. Coeficientes de endurecimiento del hormigón

- $f_{cm}$  se corresponde a  $f_{ck} + 8$  según la citada norma.
- $\beta_{HR}$  parámetro que depende de la humedad relativa (HR) en tanto por cien, del ambiente. Se obtiene como:

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

A continuación se muestra una tabla resumen:



Dovela	1	2	3	4	5	6	7	8	Total
Def. retracción (mm)	0.788	0.560	0.553	0.546	0.542	0.531	0.520	0.509	4.549

Dovela	9	10	11	12	13	14	15	16	Total
Def. retracción (mm)	0.593	0.409	0.391	0.370	0.348	0.319	0.285	0.242	2.958

Por lo tanto, la deformación sufrida por retracción y fluencia es:

$$2 \cdot (24,0.58 + 42) - (7,507 + 29.39) = 58,322 \text{ mm}$$

Se multiplica por dos dado que los resultados son para un tramo en T. El primer sumando corresponde a deformación por retracción y fluencia a tiempo infinito y el segundo sumando a la deformación por retracción y fluencia de las dovelas a tiempo 0. Estos resultados están indicados en los apéndices II y III del presente trabajo.

### 3.3.1.5. Empuje del terreno

No se considera empuje del terreno actuante en las pilas o en el tablero. Se tendrá en cuenta el empuje sobre los estribos. Igualmente, y siguiendo la IAP-11, se toma una carga uniforme en el borde superior del estribo de 10 kN/m.

### 3.3.1.6. Asientos del terreno de cimentación

No se consideran asientos en el terreno de cimentación.

### 3.3.1.7. Rozamiento de apoyos deslizantes

No se considera en el proyecto el empleo de aparatos de apoyo deslizantes, por lo que no se considera el cálculo del rozamiento que el deslizamiento sobre el mismo puede generar.

## 3.3.2. Valores característicos de las acciones variables

Este apartado se refiere al cálculo de los valores de las acciones referentes al peso de los elementos que pueden actuar o no sobre la estructura con el paso del tiempo.

Estas acciones pueden referirse al peso de los elementos que actúan en el tablero: vehículos; o factores ambientales como viento o nieve.

### 3.3.2.1. Sobrecarga de uso

Cargas causadas por el propio uso para el que la estructura ha sido proyectada. En este caso el paso de vehículos sobre el tablero del puente.

Para el cálculo de las acciones debidas a la sobrecarga de uso se emplea el modelo de carga definido en el apartado 4.1 de la norma IAP-11. Este modelo ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 metros (UNE-EN 1991-2). La consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud mayor, como es este caso, se estará del lado de la seguridad según dicha norma.

En el carácter estático de las cargas definidas en este apartado está incluido un factor de amplificación para la consideración de los efectos dinámicos según la normativa previamente mencionada.

### 3.3.2.1.1. Fuerzas verticales

Para la definición de los carriles virtuales se emplea la tabla 4.1 de la norma IAP-11:

TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

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

Tabla 7.1- Definición de los carriles virtuales

Debido a que el ancho de la plataforma disponible para el tránsito rodado es de 9 metros, el número de carriles virtuales (n<sub>v</sub>) = 3. No existe área remanente. No existen medianas y no hay plataformas separadas.

Para el caso del carril virtual más cargado (carril virtual 1) se define un patrón de cargas verticales definido con un detalle mayor en el artículo 4.1.2 de la norma IAP-11 que está formado por:

- Un vehículo pesado modelizado como un vehículo de 2 ejes de 1,2 metros de longitud y separados entre sí una distancia de 2 metros. La carga de cada eje está considerada de 300 KN. Este vehículo puede variar su posición en el tablero para el cálculo de esfuerzos más desfavorables.
- Una sobrecarga uniforme de valor 9 KN/m<sup>2</sup> actuante sobre todo el carril virtual.

Para el segundo carril virtual más cargado (carril virtual 2) se define el siguiente patrón de cargas verticales:

- Un vehículo pesado modelizado como un vehículo de 2 ejes de 1,2 metros de longitud y separados entre sí una distancia de 2 metros. La carga de cada eje está considerada de 200 KN. Este vehículo puede variar su posición en el tablero para el cálculo de esfuerzos más desfavorables.
- Una sobrecarga uniforme de valor 2,5 KN/m<sup>2</sup> actuante sobre todo el carril virtual.

Para el tercer carril virtual más cargado (carril virtual 3) se define el siguiente patrón de cargas verticales:

- Un vehículo pesado modelizado como un vehículo de 2 ejes de 1,2 metros de longitud y separados entre sí una distancia de 2 metros. La carga de cada eje está considerada de 100 KN. Este vehículo puede variar su posición en el tablero para el cálculo de esfuerzos más desfavorables.
- Una sobrecarga uniforme de valor 2,5 KN/m<sup>2</sup> actuante sobre todo el carril virtual.

No existe zona peatonal en la plataforma del puente, por lo que no se consideran estas acciones.

### 3.3.2.1.2. Fuerzas horizontales

Para el cálculo de las acciones se emplea la metodología indicada en el apartado 4.1.3 de la normativa IAP-11. Las fuerzas horizontales son aquellas que debidas al tráfico rodado transmiten fuerzas al nivel de la capa de rodadura.

#### 3.3.2.1.2.1. Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

Puesto que el trazado es recto en el tramo en el que se encuentra el puente, no se consideran fuerzas horizontales en dirección normal a la directriz de este.

#### 3.3.2.1.2.2. Fuerzas de 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.

Se considera toda la acción del frenado en una sola dirección a pesar de que existen dos sentidos de circulación.

El valor de esta acción será igual a:

$$180 \text{ kN} < Q_{lk} = 360 + 2,7 \cdot L < 900 \text{ kN}$$

Siendo L la longitud entre juntas (204,7 metros)  $Q_{lk} = 900 \text{ kN}$

### 3.3.2.2. Viento

Se calcula el efecto del viento sobre la estructura asemejándolo a una carga estática equivalente actuante sobre el puente en dirección normal a la directriz del mismo. El punto de aplicación es el borde superior de este. Se considera un periodo de retorno de 100 años.

Para el cálculo de la fuerza equivalente se emplea el procedimiento explicado en el artículo 4.2 de la IAP-11.

La **velocidad básica del viento** ( $V_b$ ) es la velocidad media a lo largo de un periodo de 10 minutos con un periodo de retorno T de 50 años.

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

Siendo:

$C_{dir}$  = factor direccional del viento cuyo valor es 1

$C_{season}$  = factor estacional del viento cuyo valor es 1

$V_{b,0}$  = velocidad básica fundamental del viento en m/s según la figura 1.2 = 26 m/s

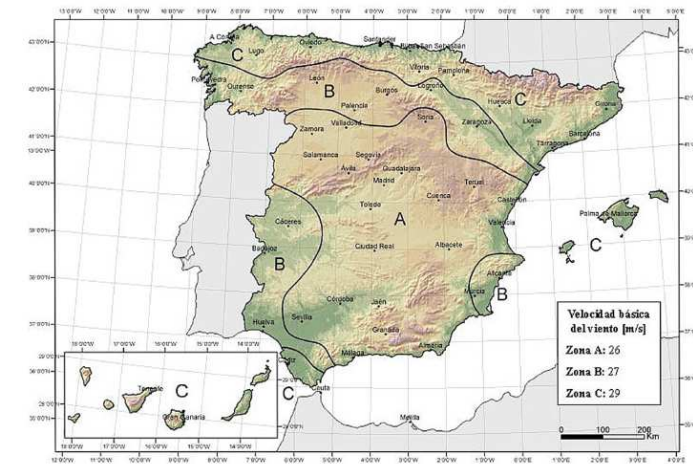


Ilustración 22. Mapa de isotacas

$$V_b = 1 \cdot 1 \cdot 26 = 26 \text{ m/s}$$

Para la consideración de la velocidad básica para un periodo de retorno de 100 años:

$$v_B(100) = V_B C_{prob}$$

Donde:

$$v_b = 26 \text{ m/s}$$

$C_{prob} = 1,04$ . Puede considerarse un valor de 1,04 a falta de estudios específicos, según la norma, para un periodo de 100 años.

$$v_B(100) = 26 \cdot 1,04 = 27,04 \text{ m/s}$$

La **velocidad media del viento**  $v_{m(z)}$  a una altura z sobre el terreno depende de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento ( $v_B$ ), se determina con la fórmula:

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

Siendo:

$$v_b(T) = 27,04 \text{ m/s}$$

$C_o$  = factor de topografía, al estar situado en un valle y ante la probabilidad de encauzamiento del viento actuante sobre el puente se toma el valor 1,1.

Para el valor de  $c_r(z)$  que parametriza el factor de rugosidad, es necesario determinar el tipo de entorno en el que se encuentra el puente. Se considera el Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.

En el tipo de entorno II,  $Z_{min}$  tiene un valor de 2 metros, menor que la Z que indica la altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del



agua bajo del puente en metros. Se considera la altura media del puente debido a la pendiente del trazado de 2,73 % y de manera aproximada en función de la altura del agua en el cauce, siendo esta de 60 metros.

$c_r(z)$  es un factor de rugosidad obtenido con la siguiente fórmula:

$$c_r(z) = k_r \ln \frac{z}{z_0}$$

Siendo:

$k_r$  factor del terreno que según la tabla 4.2-b para el terreno tipo II corresponde a 0,190.

$z_0$  longitud de la rugosidad que según la tabla 4.2-b para el terreno tipo II corresponde a 0,05.

$$c_r(z) = 0,190 \cdot \ln \frac{60}{0,05} = 1,347$$

Obteniendo así la velocidad media del viento:

$$v_m(z) = 1,347 \cdot 1,1 \cdot 27,04 = 40,06 \text{ m/s}$$

### 3.3.2.2.1. Empujes sobre el tablero

En este apartado se desarrollan los diferentes empujes sobre la superficie del tablero.

#### 3.3.2.2.1.1. Empuje horizontal transversal al tablero

Para la obtención del empuje horizontal es necesario el cálculo del coeficiente de exposición en función de la altura  $z$ , este se obtiene mediante la siguiente fórmula.

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

Donde  $k_l$  es el factor de turbulencia que se toma con valor igual a 1,0

El resto variables han sido definidos anteriormente.

Se obtiene así un coeficiente de exposición de:

$$c_e(z) = 0,190^2 \left[ 1,1^2 \ln^2 \left( \frac{60}{0,05} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot \ln \left( \frac{60}{0,05} \right) \right] = 4,17$$

También es necesaria la obtención del coeficiente de fuerza en la dirección X ( $c_{f,x}$ ) en tableros de almas llenas mediante la expresión:

$$c_{f,x} = 2,5 - 0,3 \left( \frac{B}{h_{eq}} \right)$$

Siendo:

B la anchura total del tablero: 10,5 en este caso

La  $h_{eq}$  se tomará como los 4,75 metros de máximo alto de la sección del tablero en su sección de empotramiento más 2 metros debido al efecto barrera de la sobrecarga de uso según el apartado 4.2.3 de la norma IAP-11 para puentes de carretera.

El coeficiente de fuerza en la dirección X toma el valor de 2,03.

Sobre este valor se puede aplicar una reducción de 0,5% por cada grado de inclinación de las almas. En este caso, las almas se encuentran inclinadas 22 grados respecto la vertical por lo que el factor se reduce un 11%. Obteniéndose  $c_{f,x} = 1,81$ .

El área de referencia ( $A_{ref}$ ) se obtiene como la proyección del área sólida expuesta del tablero, más la sobreexposición anteriormente citada por las sobrecargas con un valor de altura de 2 metros.

El área de referencia ( $A_{ref}$ ) 1209,5 m<sup>2</sup>. Este valor se ha obtenido gráficamente.

Finalmente el empuje del viento sobre el tablero es:

$$F_W = \left[ \frac{1}{2} \rho V_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref}$$

Con todos los parámetros anteriormente definidos y considerando  $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$ :

$$F_W = \left[ \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 4,17 \cdot 1,81 \cdot 1209,5 = 4167,58 \text{ kN}$$

Esta fuerza se traduce en una carga uniforme repartida a lo largo del tablero de **20,36 kN/m**.

#### 3.3.2.2.1.2. Empuje provocado por el viento longitudinal

No se considera efecto de viento longitudinal sobre el puente, dado que se trata de un predimensionamiento del mismo, este se consideraría en posteriores cálculos de proyecto.

#### 3.3.2.2.1.3. Empuje vertical

No se considera efecto de viento longitudinal sobre el puente, dado que se trata de un predimensionamiento del mismo, este se consideraría en posteriores cálculos de proyecto.

#### 3.3.2.2.1.4. Momento de vuelco sobre el tablero

No se considera efecto de viento longitudinal sobre el puente, dado que se trata de un predimensionamiento del mismo, este se consideraría en posteriores cálculos de proyecto.

#### 3.3.2.2.2. Empujes sobre las pilas

El empuje de las pilas se calcula empleando las mismas fórmulas, variando el área de referencia y el coeficiente de fuerza.

$$F_W = \left[ \frac{1}{2} \rho V_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref}$$



El coeficiente de fuerza se puede ver minorado por un factor reductor en función de un posible redondeo en las esquinas de la sección. Este caso no presenta dicha reducción.

El área de referencia de la primera pila en el sentido del avance de los PK es:

**Pila 1**

$A_{ref1} = 120,4 \text{ m}^2$  (Obtenido gráficamente).

$c_f = 1,87$  (Interpolando con los valores de la figura 4.2-b para un elemento rectangular y tomando los valores medios de la pila,  $B = 4,925 \text{ m}$  y  $b = 2,65 \text{ m}$ .)

$c_e(z) = 3,31$  (Siguiendo la fórmula y valores del apartado anterior pero para una valor de  $z$  de 22 metros.)

Se obtiene un empuje del viento de:

$$F_W = \left[ \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 3,31 \cdot 1,87 \cdot 120,4 = 340,07 \text{ kN}$$

Esta fuerza se traduce en una carga uniforme repartida a lo largo de la pila 1 de **7,56 kN/m**.

**Pila 2**

$A_{ref1} = 120,4 \text{ m}^2$  (Obtenido gráficamente).

$c_f = 1,87$  (Interpolando con los valores de la figura 4.2-b para un elemento rectangular y tomando los valores medios de la pila,  $B = 4,925 \text{ m}$  y  $b = 2,65 \text{ m}$ .)

$c_e(z) = 3,36$  (Siguiendo la fórmula y valores del apartado anterior pero para una valor de  $z$  de 23,5 metros.)

Se obtiene un empuje del viento de:

$$F_W = \left[ \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 3,36 \cdot 1,87 \cdot 120,4 = 345,58 \text{ kN}$$

Esta fuerza se traduce en una carga uniforme repartida a lo largo de la pila 1 de **7,68 kN/m**.

3.3.2.2.3. Efectos aeroelásticos

Según el apartado 4.2.9.1 de la IAP-11 no es necesario comprobar los efectos aeroelásticos en puentes que cumplan las tres condiciones siguientes:

- Luz inferior a 200 metros en puentes.

En el caso que nos ocupa la luz entre pilas es de 93 metros

- Luz efectiva (máxima distancia entre puntos de momento flector nulo bajo la acción del peso propio) menos que 30 veces el canto.

En el caso del segundo puente, la ley de asemejándolo a una viga biempotrada con voladizos en los extremos y suponiendo un peso propio constante, los momentos flectores nulos se encuentran a 0,2 veces la luz del vano central.

Por tanto:  $93 - (0,4 \cdot 93) = 55,8$  metros.

Suponiendo un canto mínimo de 2,5 metros:  $2,5 \cdot 30 = 75$  metros  $> 55,8$  metros.

- Anchura del tablero superior a 1/10 de la distancia entre puntos de momento transversal nulo bajo la acción del viento transversal.

Bajo el mismo modelo de viga que en la condición anterior:

$$55,8/10 < 10,5$$

Por lo tanto se cumple la tercera condición.

Tras el cumplimiento de las 3 condiciones previas, no son necesarias las comprobaciones por efectos aeroelásticos.

3.3.2.3. Acción térmica.

Los valores referidos a las acciones térmicas, son debidos a los incrementos de temperatura experimentados por la estructura que se materializan sobre el modelo mediante incrementos de longitud.

3.3.2.3.1. Acciones térmicas en el tablero

Para el cálculo de las acciones térmicas se considera un tablero de Tipo 3 según el artículo 4.3.1 de la norma IAP-11 (Tableros de hormigón armado o pretensado, sean losas, vigas o cajones)

3.3.2.3.1.1. Componente uniforme de la temperatura del tablero

Para calcular los incrementos de temperatura aplicables a la sección completa es necesario obtener las temperaturas máximas y mínimas para un periodo de retorno de 50 años ( $T_{max,p}$  y  $T_{min,p}$ ) mediante las expresiones:

$$T_{max,p} = T_{max} \{k_1 - k_2 \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

$$T_{min,p} = T_{min} \{k_3 + k_4 \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

Siendo  $p$  el inverso del periodo de retorno (1/100) y considerando para los coeficientes los valores:

$$k_1=0,781 \quad k_2=0,056 \quad k_3=0,393 \quad k_4=-0,156$$

Los valores  $T_{max}$  y  $T_{min}$  toman los valores de la figura 4.3-a de la IAP-11 (figura 2) y de la tabla 4.3-a (tabla 2) respectivamente, considerando la zona climática invernal 5 según la figura 4.3-b (figura 3) considerando la altura de Chelva 475 msnm

$$T_{max} = 45^\circ\text{C} \quad T_{min} = -12^\circ\text{C}$$

Por lo que:

$$T_{max,p} = 46,74^\circ\text{C}$$

$$T_{min,p} = -13,33^\circ\text{C}$$



Ilustración 23. Zonas climáticas de invierno

ALTITUD [m]	ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Tabla 8-temperatura mínima anual del aire °C

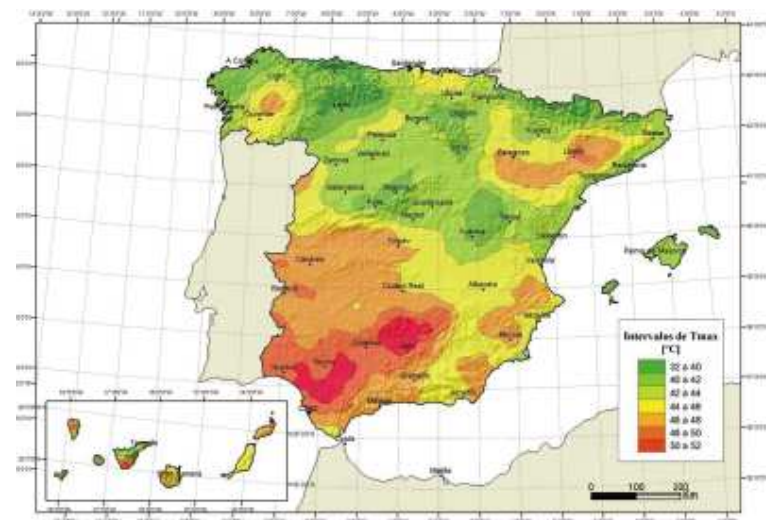


Ilustración 24. isotermas de la temperatura máxima anual del aire

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo  $T_{e,min}$  y un valor máximo  $T_{e,max}$  que se determinan a partir de la temperatura del aire, mediante las expresiones:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

Siendo los valores  $T_{min}$  y  $T_{max}$  los definidos anteriormente, y  $\Delta T$  los definidos en la tabla 4.3-b (tabla 3) de la norma IAP-11 para el Tipo de tablero 3.

$$T_{e,min} = -5,33 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} = 48,74 \text{ } ^\circ\text{C}$$

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{e,max}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Tabla 9- $\Delta T$

La máxima variación de la componente uniforme de temperatura en contracción y dilatación:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

Siendo la temperatura inicial (en la que se coarta el movimiento)  $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$

$$\Delta T_{N,con} = 20,32 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = 33,74 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Para el dimensionamiento de los apoyos se considerarán como máxima variación de contracción de la componente uniforme de la temperatura del puente el valor de  $\Delta T_{N,con} + 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ , y como máxima variación de dilatación de la componente uniforme de la temperatura de puente el valor de  $\Delta T_{N,exp} + 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

Se considera el coeficiente de dilatación del tablero el del hormigón. En términos de la IAP-11 se emplea  $\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

### 3.3.2.3.1.2. Componente de la diferencia de temperatura vertical

La diferencia vertical de temperatura es necesario definir una fibra extrema más caliente y una más fría, así como sus rangos de variación de temperatura que quedan indicados en la tabla 4.3-d (tabla 4) de la citada IAP-11.



TIPO DE TABLERO	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	$\Delta T_{M,heat}$ [°C]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	18	13
Tipo 3: Tablero de hormigón		
— Sección cajón	10	5
— Sección de vigas	15	8
— Sección losa	15	8

Tabla 10- valores de variación de temperatura

TABLEROS TIPO 1 Y TIPO 2		TABLEROS TIPO 3	
$l_v \leq 2 h_2$	$l_v > 2 h_2$	$l_v \leq 2 h_2$	$l_v > 2 h_2$
18 °C	-	5 °C	-

Tabla 12- Diferencia transversal de temperatura entre las caras externas del tablero

En la fibra superior debido a la existencia de pavimento, se aplicarán coeficientes correctores a las variaciones anteriormente citadas, estos coeficientes están definidos en la tabla 4.3-e (tabla 5) y se emplearán aquellos señalados para una capa de espesor del pavimento de 100 mm y tipo de tablero 3 (Hormigón).

ESPESOR DEL PAVIMENTO	TABLERO TIPO 1		TABLERO TIPO 3	
	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$	$k_{sur}$
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento <sup>(1)</sup>	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

<sup>(1)</sup> Estos valores representan valores límite superiores para superficies de color oscuro.

Tabla 11- factor de corrección del incremento de temperatura de la fibra superior

En estos casos los posibles valores incrementales de temperatura de las fibras superior e inferior quedan:

- Fibra superior más caliente:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ entre la fibra superior e inferior} = 10 \cdot 0,7 = 7 \text{ °C}$$

- Fibra superior más fría:

$$\Delta T_{M,cool} \text{ entre la fibra superior e inferior} = 5 \cdot 1 = 5 \text{ °C}$$

### 3.3.2.3.1.3. Componente de la diferencia de la temperatura horizontal

La diferencia de temperaturas entre los extremos del tablero puede estimarse en 5°C según la tabla 4.3-f (tabla 6) considerando que el puente tiene tablero tipo 3.

### 3.3.2.3.1.4. Combinación de acciones térmicas

En el caso de considerar la acción simultánea de la variación uniforme de temperatura, y de la variación vertical de temperatura, se emplean los coeficientes 0,35 y 0,75 del siguiente modo:

$$\Delta T_M + 0,35 \Delta T_N$$

$$0,75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

### 3.3.2.3.1.5. Acciones térmica en pilas

En las pilas se considera una variación de 5° entre caras opuestas pilas y 15 °C entre caras interna y externa de pila. (Artículo 4.3.2)

### 3.3.2.4. Nieve

El valor característico de la sobrecarga de nieve sobre todo el tablero es  $q_k$ , queda definido por la expresión:

$$q_k = 0,8 \cdot s_k$$

Siendo  $s_k$  el valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, definido en la tabla 4.4-a de la norma IAP-11 (tabla 7). Según la altitud de Chelva de 475 metros sobre el nivel del mar, por seguridad se asemeja a 500 metros. Y la zona climática 5 definida en el apartado 1.2.3, queda el valor  $s_k$  igual a 0,4 KN/m<sup>2</sup>

ZONA DE CLIMA INVERNAL (SEGÚN FIGURA 4.3-b)							
ALTITUD [M]	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 13- Valor característico de la sobrecarga de nieve

Finalmente el valor característico de la sobrecarga de nieve ( $q_k$ ) es 0,32 KN/m<sup>2</sup>.

### 3.3.2.5. Valores característicos de acciones accidentales

No se considera esta acción.

### 3.3.3. Solicitaciones sísmicas.

Según la norma sismo resistente vigente (NCSP-07) "No será necesaria la consideración de las acciones sísmicas cuando la aceleración sísmica horizontal básica del emplazamiento  $a_b$  definida en el apartado 3.4 (de esta norma) cumpla:"

$$a_b < 0,04g$$

En el caso de la provincia de Chelva  $a_b < 0,4$  según la figura 1.1 por lo que no se tienen en consideración las solicitaciones derivadas de un sismo.

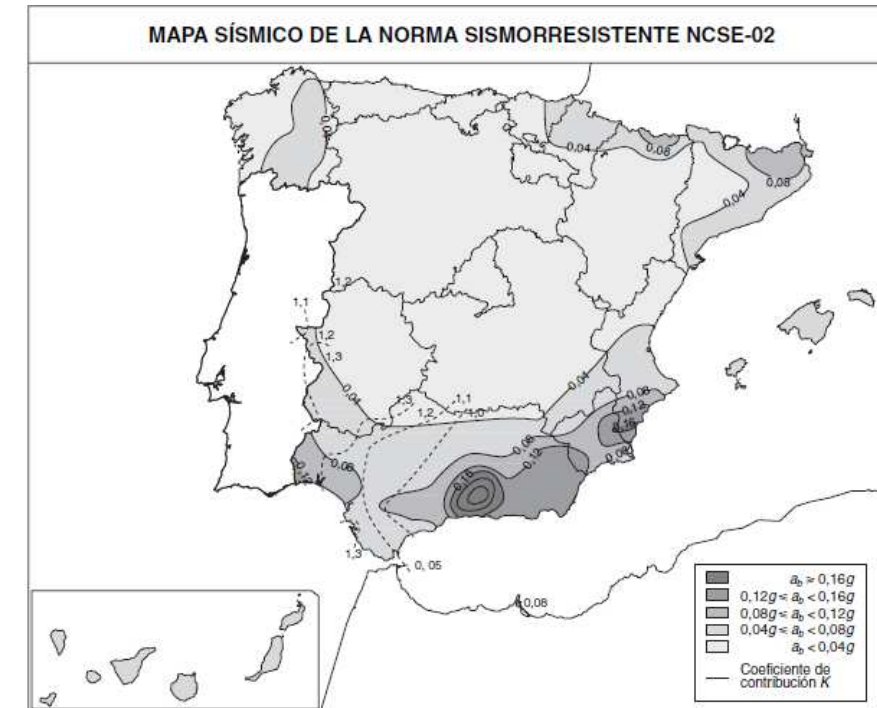


Ilustración 25. Mapa sísmico de la norma sismorresistente

### 3.4. Valores representativos de las acciones.

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en la instrucción actualizada, IAP-11 relativos a las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera. Las acciones se definen, en su magnitud, por sus valores representativos.

Una misma acción puede tener un único o varios valores representativos, según se indica a continuación, en función del tipo de acción.

#### 3.4.1. Acciones permanentes de valor constante (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico  $G_k$ .

En el caso del pavimento situado sobre el tablero del puente, se toman dos valores característicos,  $G_{k,sup}$  y  $G_{k,inf}$  definidos en el apartado (2.2.1.2.)

#### 3.4.2. Acciones permanentes de valor no constante (G\*)

**Acciones del terreno:** para el peso del terreno, que gravita sobre elementos de la estructura, se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico. Para el empuje del terreno, se considerará el valor representativo de acuerdo con lo expuesto en 2.2.2.1.





**Pretensado:** Para la evaluación del pretensado el valor característico  $G^*$  será el correspondiente al instante  $t$  en el que se realiza la comprobación.

### 3.4.3. Acciones variables (Q)

A continuación se detalla los valores representativos en función de la comprobación de que se trate:

- Valor de combinación  $\psi_0 Q_k$  : Este valor se utiliza en las comprobaciones de estados límite últimos en situación persistente o transitoria y de estados límite de servicio irreversibles.
- Valor frecuente  $\psi_1 Q_k$  : Este valor se utiliza en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversible.
- Valor frecuente  $\psi_2 Q_k$  : Este valor se utiliza también en las comprobaciones de estados límite últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles, además de en la evaluación de los efectos diferidos.

El valor de los factores de simultaneidad  $\psi$  es diferente según la acción de que se trate adoptando los valores de la tabla 6.1-a (tabla 8) de la IAP-11.

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD  $\psi$

ACCIÓN		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 <sup>(1)</sup>
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0	
Viento	$F_{wk}$	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	$T_k$	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Suk}$	0,8	0	0	
Acción del agua	$W_k$	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	$Q_c$	1,0	0	1,0	

(1) El factor de simultaneidad  $\psi_2$  correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

Tabla 14. Factores de simultaneidad  $\psi$

### 3.4.4. Acciones accidentales (A)

No se considera en este proyecto las acciones accidentales

### 3.5. Valor de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial  $\gamma_F$ .

Estos coeficientes varían según la situación de proyecto de que se trate, en este caso se utiliza la situación de proyecto persistente o transitoria, y según el estado límite objeto de comprobación (equilibrio o resistente).

#### 3.5.1. Estados límite últimos (E.L.U.)

Para los valores de cálculo de comprobaciones en ELU, se comprueba la resistencia de la estructura mediante los coeficientes parciales que figuran en la tabla 6.2-b (tabla 10).

La instrucción IAP-11 especifica que para puentes en construcción mediante voladizos sucesivos (como es el caso), se considerará además el criterio complementario siguiente:

- Para la parte favorable de la acción:  $\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$  con  $\gamma_{G,inf} = 0,9$
- Para la parte favorable de la acción:  $\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$  con  $\gamma_{G,sup} = 1,1$

Para el caso de la carga de pavimento, el valor representativo  $G_{k,inf}$  se pondera por  $\gamma_F = 1,0$  (considerado como efecto favorable) y  $G_{k,sup}$  se pondera por  $\gamma_F = 1,35$  (considerado como efecto desfavorable).

En cuanto a los coeficientes parciales aplicados al pretensado, se toman los referentes al pretensado tipo 1 especificado en la instrucción para pretensado interior.



TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES  $\gamma_F$  (PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)

ACCIÓN	EFECTO	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0 / 1,35
	Carga muerta	1,0 / 1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado $P_1$	1,0 / 1,2 <sup>(1)</sup> / 1,3 <sup>(2)</sup>
	Pretensado $P_2$	1,0 / 1,35
	Otras presolicitaciones	1,0 / 1,0
	Reológicas	1,0 / 1,35
	Empuje del terreno	1,0 / 1,5
	Asientos	0 / 1,2 / 1,35 <sup>(3)</sup>
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0 / 1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0 / 1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0 / 1,5
	Acciones climáticas	0 / 1,5
	Empuje hidrostático	0 / 1,5
	Empuje hidrodinámico	0 / 1,5
	Sobrecargas de construcción	0 / 1,35

- (1) El coeficiente  $\gamma_{G^*} = 1,2$  será de aplicación al pretensado  $P_1$  en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tasar.  
 (2) El coeficiente  $\gamma_{G^*} = 1,3$  se aplicará al pretensado  $P_1$  en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.  
 (3) El coeficiente  $\gamma_{G^*} = 1,35$  corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor  $\gamma_{G^*} = 1,2$  corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

Tabla 15. Coeficientes parciales (ELU)

### 3.5.2. Estados límite servicio (E.L.S.)

Para las comprobaciones en estado límite de servicio, se adoptarán los valores de los coeficientes parciales  $\gamma_F$  indicadas en la tabla 6.2-c de la IAP-11 (tabla 10).

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES  $\gamma_F$  (ELS)

ACCIÓN	EFECTO	
	FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0 / 1,0
	Carga muerta	1,0 / 1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado $P_1$	0,9 <sup>(1)</sup> / 1,1 <sup>(1)</sup>
	Pretensado $P_2$	1,0 / 1,0
	Otras presolicitaciones	1,0 / 1,0
	Reológicas	1,0 / 1,0
	Empuje del terreno	1,0 / 1,0
	Asientos	0 / 1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0 / 1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0 / 1,0
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0 / 1,0
	Acciones climáticas	0 / 1,0
	Empuje hidrostático	0 / 1,0
	Empuje hidrodinámico	0 / 1,0
	Sobrecargas de construcción	0 / 1,0

- (1) Para la acción del pretensado se tomarán los coeficientes que indique la EHE-08 o normativa que la sustituya. En la tabla figuran los valores que la EHE-08 recoge para el caso de estructuras postesas. En el caso de estructuras pretesas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

Tabla 16. Coeficientes parciales (ELS)

### 3.6. Combinación de acciones

#### 3.6.1. Estados límite últimos (E.L.U.)

Para las comprobaciones en ELU se tendrá en cuenta la situación persistente o transitoria como ha quedado citado anteriormente.

La combinación de acciones se hará de acuerdo con la expresión siguiente (combinación fundamental):

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

donde:

- $G_{k,j}$  valor característico de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$  valor característico de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$  valor característico de la acción variable dominante



- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$  valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante
- $\gamma_G, \gamma_Q$  coeficientes parciales

En la modelización con el software CSiBridge se han realizado combinaciones de sobrecarga de uso con el resto de las acciones mediante los grupos de carga atendiendo a la tabla 4.1-c de la instrucción.

Se han tenido en cuenta las siguientes prescripciones:

- La instrucción especifica que cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente.
- Cuando se considere el grupo de cargas de tráfico gr 2 (fuerzas horizontales con su valor característico), no se considerará la actuación del viento ni del a nieve.
- No se considera la acción simultánea del viento y de la acción térmica.
- En general, no se considera la acción simultánea de la carga de nieve y la sobrecarga de uso.

Las combinaciones que se realizan en el presente trabajo son las descritas en el apartado 5.3.

### 3.6.2. Estados límite servicio (E.L.S.)

Para las **combinaciones en ELS** se tendrá en cuenta las siguientes combinaciones:

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente, siguiendo la expresión:

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

- Combinación casi-permanente:

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

siguiendo los coeficientes explicados con anterioridad.



#### 4. MATERIALES.

##### 4.1. Hormigón

##### 4.1.1. Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características:

➤	Hormigón de limpieza	HM-15
➤	Hormigón en zapatas	HA-25/B/20/Qb
➤	Estribos	HA-35/B/20/IIa
➤	Hormigón en pilas	HA-30/B/30/IIb
➤	Hormigón en tablero	HP-40/B/20/IIa

Módulo de elasticidad:

Para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad con el tiempo se ha considerado la siguiente expresión:

$$E_c(t) = E_{c,28} \sqrt{e^{s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)}}$$

Siendo:

$E_c(t)$  módulo de elasticidad en el instante t.

$E_{c,28}$  módulo de elasticidad a los 28 días.

t instante considerado, expresado en días, a partir de la fecha de hormigonado.

s parámetro función del tipo de cemento:

0,25 (para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal)

El coeficiente de dilatación térmica se considera  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$

##### 4.2. Acero de armar

Se emplea en todos los casos barras de acero corrugado, con los diámetros estandarizados.

Para todos los elementos se considera acero B 500 SD.

Se toma como valor de módulo de elasticidad el proporcionado por la Instrucción de Acero Estructural (EAE):

Se toma  $E_s = 1,9 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>.

##### 4.3. Acero de pretensar

Se emplea Y-1860 S7: torón de 7 alambres de acero con carga unitaria máxima no menor a 1860 Mpa.

- El módulo de Young se estima en 195 GPa
- Se emplean torones de 150 mm<sup>2</sup>

##### 4.4. Nivel de control

##### 4.4.1. Control de materiales

El control de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, así como el control del acero de armar se efectuará según lo establecido en la "Instrucción de Hormigón Estructural EHE".

El fin del control es verificar que la obra terminada tienen las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales de la Instrucción EHE. Existen diferentes niveles de control La realización del control se adecuará al nivel adoptado en el proyecto.

##### 4.4.2. Control de la ejecución

El control de la calidad de la ejecución de los elementos de hormigón se efectuará según lo establecido en la Instrucción EHE.

Existen diferentes niveles de control. La realización del control se adecuará al nivel adoptado para la elaboración del proyecto.

##### 4.4.3. Niveles de control

En el proyecto se adoptan los siguientes niveles de control según la definición de EHE:

- Acero de armar

Todos los casos: Normal

- Hormigón

Todos los casos: Estadístico

- Ejecución del pretensado

Todos los casos: Intenso

- Ejecución

Todos los casos: Intenso



Corresponde a la Dirección de Obra la responsabilidad de la realización de los controles anteriormente definidos.

#### 4.4.4. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

Los controles anteriormente definidos están en acuerdo recíproco con los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia, adoptados en los cálculos justificativos de la seguridad estructural.

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

- Hormigón  $Y_c=1,50$
- Acero de armar  $Y_c=1,05$
- Acero de pretensado  $Y_c=1,10$



## 5. MODELO DE CÁLCULO

Primeramente se presentan los programas utilizados en el trabajo para llegar a los resultados obtenidos. A continuación se describe el modelo definido en global y mediante qué herramientas se ha conseguido resolver el problema.

### 5.1. Software utilizado

#### 5.1.1. CSiBridge

Aplicación totalmente independiente que integra las capacidades de modelación, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo.

Incluye un algoritmo interno que soporta la modelación basada en la definición paramétrica de los varios elementos estructurales del puente (estribos, aparatos de apoyo, sección del tablero, geometría en planta y alzado, pilares, entre otros), permitiendo generar y actualizar el modelo, a cada momento, con elementos de barra, concha o sólido. Esta filosofía revolucionaria permite optimizar el tiempo de modelación de la estructura y hace del CSiBridge el software más versátil y productivo actualmente disponible en el mercado.

El programa está preparado para la generación de modelos con geometrías complejas y diversos tipos de cargas y análisis. Permite definir rápidamente vehículos y caminos de carga e incluir los efectos del ancho (consideración automática de la distribución transversal de cargas).

Dicho programa realiza, analiza y comprueba puentes de vigas de hormigón armado y pretensado de varias geometrías parametrizables, puentes mixtos, puentes atirantados, puentes colgantes, puentes en arco...

#### 5.1.2. Sap2000

SAP2000 es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras.

Conocido por la flexibilidad en al tipo de estructuras que permite analizar, por su poder de cálculo y por la fiabilidad de los resultados, SAP2000 es una herramienta de trabajo diaria para ingenieros. La versatilidad en modelar estructuras, permite su utilización en el dimensionamiento de puentes, edificios, estadios, presas, estructuras industriales, estructuras marítimas y todo tipo de infraestructura que necesite ser analizada y dimensionada.

Con respecto a las acciones, es posible generar cargas de sismo, viento y vehículos, y posteriormente, hacer el dimensionamiento y comprobación automática de estructuras de hormigón armado, perfiles metálicos, de aluminio y conformados en frío, a través de las normativas Europeas.

Las diversas herramientas de análisis y los procesos desarrollados en SAP2000 permiten la evaluación de grandes desplazamientos en cada etapa de la estructura, el análisis modal a

través de los vectores propios Eigen y Ritz basados en casos de carga no lineales, el análisis del comportamiento catenaria en cables, la no linealidad del material y de los objetos de área no lineales, el análisis de pandeo o colapso progresivo y rigidez multilínea o plástica entre nudos, y finalmente, la secuencia constructiva. Los análisis no lineales pueden ser estáticos y/o en función del tiempo, con opciones para análisis dinámico.

#### 5.1.3. Cype ingenieros

Este software está desarrollado por CYPE Ingenieros y realiza diversas tareas compatibles con distintas profesiones como son la Ingeniería, Arquitectura o Construcción, abarcando diferentes áreas como pueden ser el diseño y cálculo de estructuras, diseño y cálculo de instalaciones y gestión de obras y documentación de proyectos. Para ello, el propio programa recoge las diversas normativas y recomendaciones que son aplicadas en cada país en el que está disponible el software.

En este caso, resulta de interés las normas y recomendaciones vigentes en España, como pueden ser la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) o los Eurocódigos estructurales.

La amplitud de aplicación de este software en el ámbito de las estructuras es extensa, desde cálculos de elementos de hormigón (pilares, vigas, forjados, etc.), con sus respectivos armados, hasta estructuras completas de hormigón o metálicas.

Los usos principales que se le han dado a este programa para el presente proyecto son el diseño y cálculo de muros y estribos. En este último caso, se han considerado ciertas simplificaciones para validar los cálculos realizados con la realidad física de los elementos proyectados. Como se ha mencionado anteriormente, el propio software realiza las comprobaciones necesarias y exigidas por la normativa elegida y, además, añade algunas propuestas recomendadas por la experiencia de la empresa creadora del programa y que están avaladas por la praxis.

#### 5.1.4. Prontuario informático de la EHE-08

Se trata de un software desarrollado por el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), que permite la realización de cálculos basándose en la Instrucción de Hormigón Estructural, EHE-08.

Algunas de sus aplicaciones son: comprobación y diseño de secciones, características de los materiales, cálculos sobre estados límite, entre otras.

En la práctica, se ha utilizado este programa para el diseño y comprobación del armado en las secciones de los diversos elementos de hormigón proyectados, fundamentalmente: pilas, losa de compresión del tablero, zapatas y vigas prefabricadas.

El software es capaz de recomendar cuantías de armado en función de los esfuerzos a los cuales está sometida la sección.

Algunas de sus aplicaciones son: comprobación y diseño de secciones, características de los materiales, cálculos sobre estados límite, entre otras.

En la práctica, se ha utilizado este programa para el diseño y comprobación del armado en las secciones de los diversos elementos de hormigón proyectados, fundamentalmente: pilas, losa de compresión del tablero, zapatas y vigas prefabricadas.

El software es capaz de recomendar cuantías de armado en función de los esfuerzos a los cuales está sometida la sección.

### 5.1.5. Hoja de cálculo

Herramienta incluida dentro del paquete de Microsoft Office, se sitúa como una de las más versátiles del mercado. Es capaz de ejecutar programas escritos manualmente por el usuario mediante programación de visual basic, lo cual la convierte en un aliado para el ingeniero.

Este ha sido utilizado para obtener las deformaciones causadas por la retracción y fluencia del hormigón. Estas se deben al efecto que produce el fraguado del material y la fuerza de pretensado que se transmite a las dovelas en cada una de las fases en su construcción.

## 5.2. Definición del modelo

Para realizar un predimensionamiento, antes se ha modelizado el puente con la ayuda de las distintas herramientas anteriormente citadas.

### 5.2.1. Definición de los materiales

Se introducen las características de los materiales a utilizar sobre el modelo atendiendo a los valores reflejados en el apartado 4. "Materiales" del presente trabajo.

Los materiales introducidos en el modelo son; el hormigón, habiendo distintas unidades definidas para cada elemento dependiendo de la resistencia característica a compresión que precisen; acero pasivo para las armaduras, este se define sin masa dado que el peso específico asignado al hormigón ya considera armaduras.

Ilustración 26. Interfaz definición de materiales. CSiBridge 16

Los parámetros definidos en cada material son los que figuran en la ilustración superior, para el caso del hormigón (ilustración izquierda) se le asigna peso por unidad de volumen, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, coeficiente de expansión térmica y módulo de corte. Además de estos parámetros, para acero se tiene tensión del acero entre otros.

### 5.2.2. Definición de los elementos

#### 5.2.2.1. Tablero

Como se ha dicho en el apartado anterior, el tablero queda modelizado en el programa CSiBridge 16. En la ilustración se muestra la composición que realiza el programa del tablero tras definir diversos parámetros que se explican a continuación.

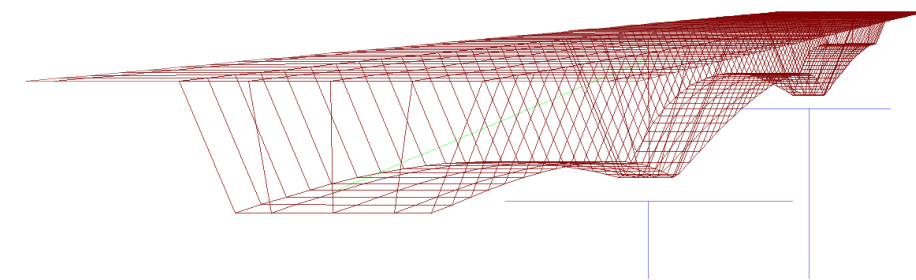


Ilustración 27. Modelo del puente en CSiBridge 16. Malla

La geometría tanto longitudinal como transversal del tablero queda definida mediante asistente del programa CSiBridge 16. En su plano transversal se definen el número de almas, las dimensiones interiores y exteriores de las mismas, anchos de losa superior e inferior, etc.

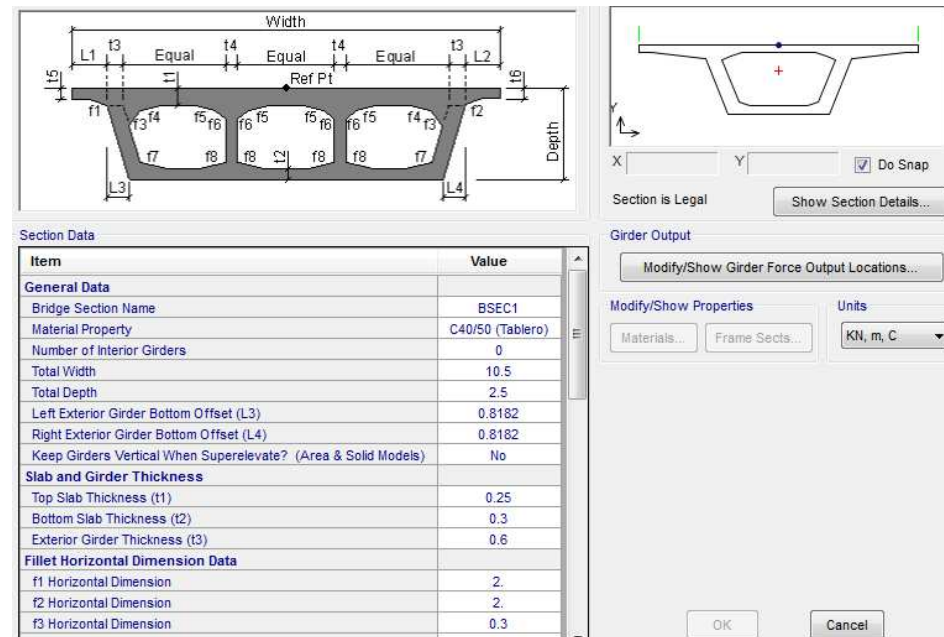


Ilustración 28. Interfaz definición geométrica tablero. CSiBridge 16

Dado que se trata de un puente de canto variable por voladizos sucesivos se debe definir correctamente la geometría longitudinal. Para ello el programa permite parametrizar las variaciones del tablero. Esto es, se define mediante puntos la parábola deseada que cumpla con las dimensiones mínimas establecidas por el proyecto del puente.

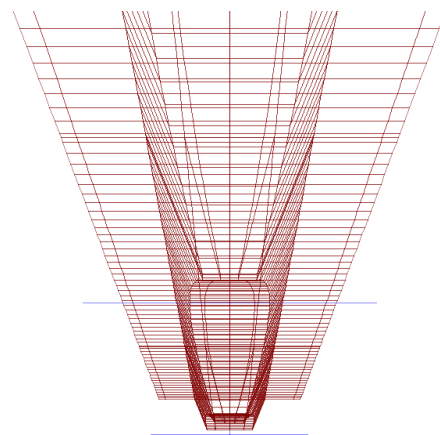


Ilustración 29. Detalle modelo en vista cenital. Variación geométrica longitudinal

### 5.2.2.2. Apoyos

Se definen además los apoyos, los cuales se introducen como muelles en el programa para simular la rigidez que mostraría frente a las acciones del puente. Sobre este pueden definirse los desplazamientos y giros que quedan permitidos o bloqueados en las tres direcciones.

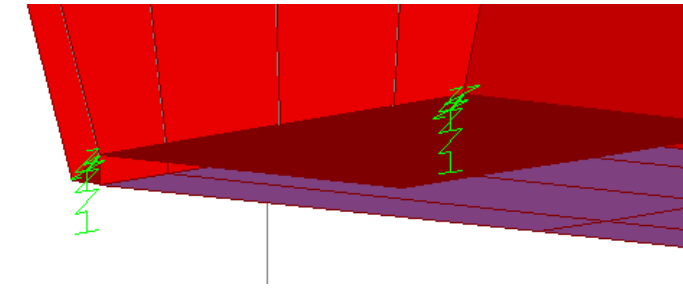


Ilustración 30. Detalle modelización apoyos. CSiBridge 16

Puesto que el sistema del puente es biempotrado, los apoyos quedan definidos en los extremos donde apoya en su respectivo estribo. El apoyo queda definido tras realizar el cálculo de los neoprenos necesarios, esto es, se realiza una aproximación del neopreno a utilizar y se le asigna su correspondiente rigidez en la dirección longitudinal al puente para permitir pequeños desplazamientos por deformaciones impuestas sufridas en la vida útil del mismo.

### 5.2.2.3. Pilas

Así mismo, las pilas quedan modelizadas en el mismo programa mediante el asistente de secciones, donde puede definir la sección propiamente dicha, su condición con el terreno (empotrado a cimentación) y su altura.

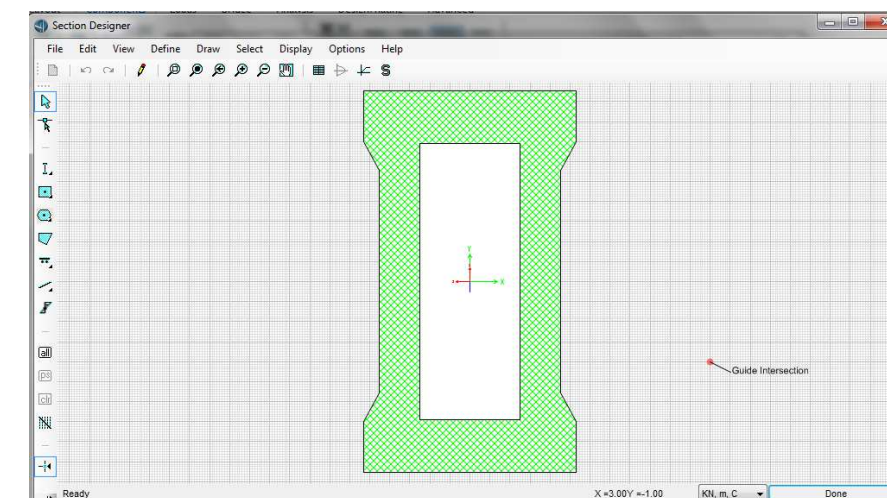


Ilustración 31. Definición geométrica de pilas. CSiBridge 16

Los diafragmas del tablero quedan definidos de igual forma, quedando establecidas sus dimensiones y el lugar donde deben estar (apoyos exteriores y cabezas de pila).



### 5.2.3. Definición de la acciones

Una vez establecidos los elementos componentes del puente, se introducen las acciones sobre el mismo.

#### 5.2.3.1. Acciones permanentes

Las acciones permanentes de valor constante: el peso propio de los materiales mencionados anteriormente (principalmente lo compone el peso del hormigón) ya ha quedado definido.

La carga muerta la componen los pretiles de la superestructura y la capa de rodadura. La primera se introduce como una carga repartida linealmente a lo largo del puente y dispuesta en dos líneas paralelas en los extremos del mismo, como se observa en la siguiente imagen.

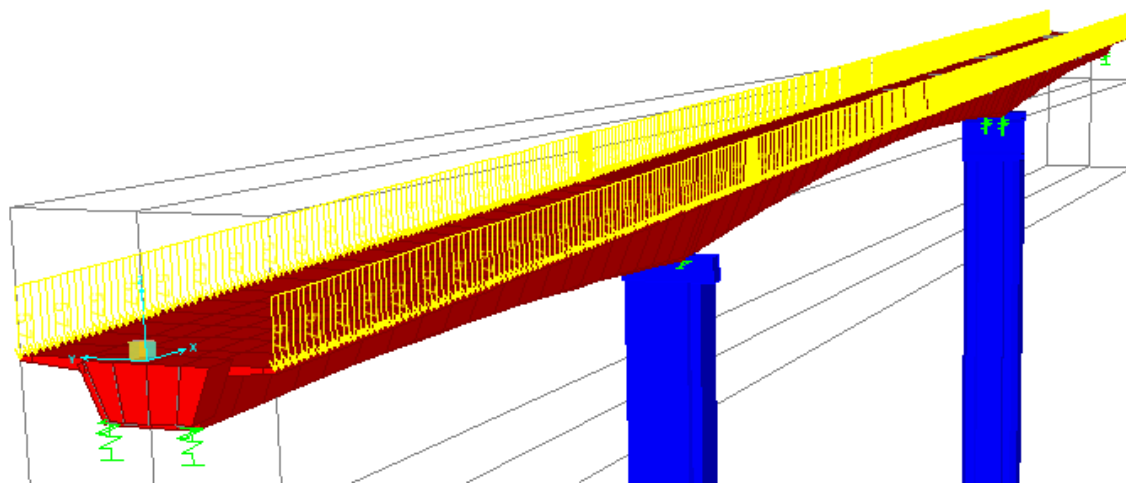


Ilustración 32. Modelización carga lineal. Pretiles

El pavimento se modeliza como una carga repartida en toda el área superior del tablero del puente.

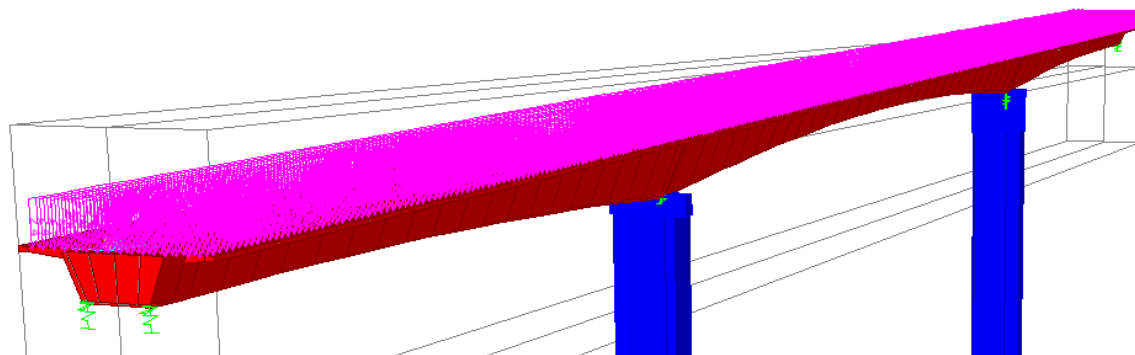


Ilustración 33. Modelización carga superficial. Pavimento

Las acciones variables que se han introducido en el modelo son: cargas verticales, donde se han materializado los carriles virtuales pertinentes con sus respectivas cargas repartidas y puntuales; cargas horizontales, habiéndose considerado viento desde una dirección y otra

(siempre perpendicular al trazado del puente), frenado en una y otra dirección longitudinal del puente); acciones térmicas, donde se han introducido las propiamente dichas como marca la norma IAP-11.

#### 5.2.3.2. Acciones variables

Además de estas acciones, se ha introducido en el modelo la retracción y fluencia producida por el fraguado del hormigón en sus distintas fases de construcción. Este parámetro se trata en apartados anteriores (apartado 3. Bases de cálculo).

El programa permite colocar los distintos "lanes" sobre el tablero, definiendo sus anchos y la carga que actúa linealmente en cada uno de ellos. En la ilustración siguiente se muestra el resultado donde cada color representa un carril virtual.

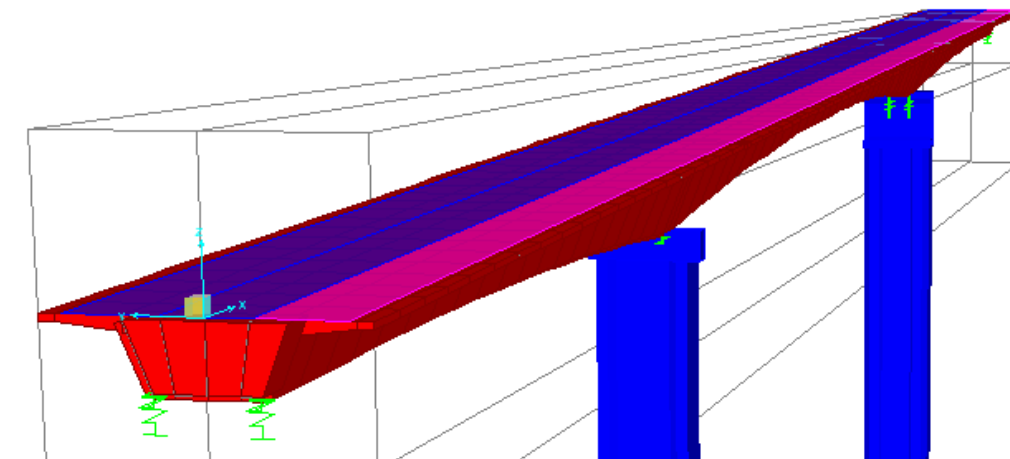


Ilustración 34. Carriles virtuales

Estos "lanes" y "trucks" se modelizan como cargas distribuidas y cargas puntuales, respectivamente, y se les da valores atendiendo a las acciones obtenidas en el apartado 3.3.2.1.1 del presente trabajo para fuerzas verticales actuantes sobre el puente.

#### 5.2.3.3. Acciones reológicas

Las acciones reológicas se modelizan sobre la estructura asemejándolas a una variación uniforme negativa sobre el tablero del puente actuante en todo caso.

La equivalencia en incremento de temperatura se calcula igualando el decremento de longitud que sufre el tablero debido a estas acciones (calculadas en el apartado 3.3.1.4.1 para fluencia y en el apartado 3.3.1.4.2 para retracción) con la ecuación que calcula la variación de longitud que sufre un elemento sometido a un incremento de temperatura.

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

Siendo:

- $\Delta L$  el incremento de longitud calculado para las acciones reológicas en el apartado 3.3.1.4.= -0,058 metros.

- $L = 93$  metros.
- $\alpha$  es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón:  $10^{-5} \text{ C}^{-1}$

Con esto el incremento térmico queda como  $-53,78 \text{ }^\circ\text{C}$  aplicado en toda la longitud del puente.

#### 5.2.3.4. Acción térmica

Las acciones térmicas se definen actuantes en todo el tablero con los valores calculados en el apartado correspondiente

##### 5.2.3.4.1. Variación uniforme

Se define con el nombre de “contracción” y con el valor calculado en el apartado 3.3.2.3.1.1.

Se define con el nombre de “dilatación” y con el valor calculado en el apartado 3.3.2.3.1.1.

##### 5.2.3.4.2. Variación por gradiente

La variación por gradiente se define modelizando un caso para cada situación. En el caso de que la fibra superior sea la más cargada y con los valores calculados en el apartado 3.3.2.3.1.2, se define el caso “Gradiente 1”:

En el caso de que la fibra inferior sea la más cargada y con los valores calculados en el apartado 3.3.2.3.1.2, se define el caso “Gradiente 2”:

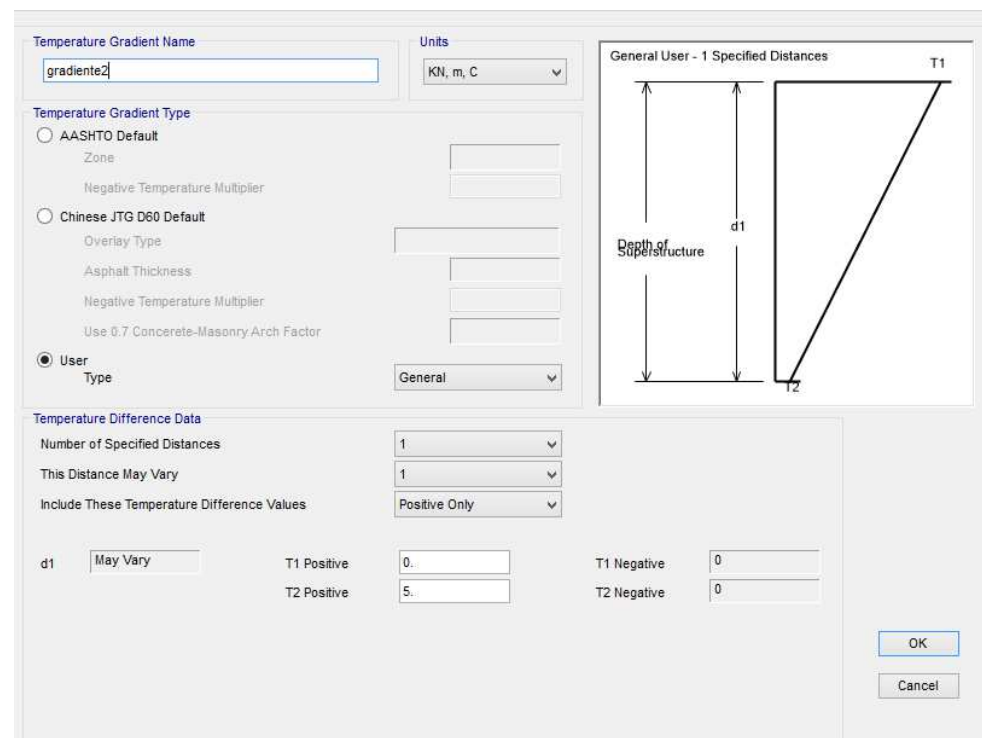


Ilustración 35. Gradiente térmico. CSiBridge 16

#### 5.2.3.5. Viento

La acción del viento sobre tablero se introduce en el modelo como una fuerza lineal y uniforme, actuante horizontalmente sobre el borde superior del tablero. Puesto que la naturaleza de esta acción permite que exista viento tanto desde el lado derecho como izquierdo del puente.

En el caso del viento del lado derecho e izquierdo:

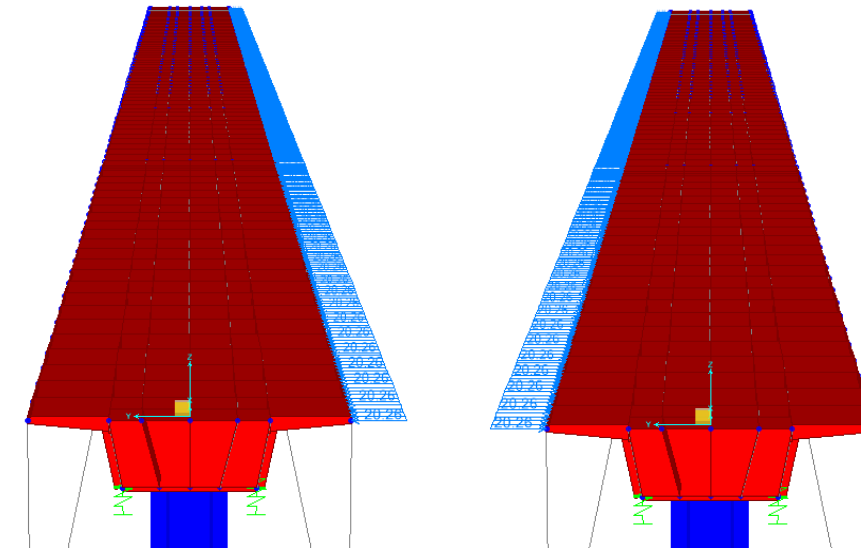


Ilustración 36. Modelización viento izquierda. CSiBridge 16

Ilustración 37. Modelización viento derecha. CSiBridge 16

##### ➤ Viento sobre pilas:

Al igual que en el caso anterior, el viento sobre las pilas puede actuar desde ambas direcciones. Su modelización se corresponde con una carga lineal, horizontal actuante de manera perpendicular a la cara de la pila en todo su eje, a excepción de los metros en los cuales la pila se encuentra enterrada. Actúa sobre ambas pilas

Estas acciones queda definida en junto con la acción actuante en el tablero: “viento der” y “viento izq”.

#### 5.2.3.6. Pretensado

La acción del pretensado se introduce con el Software SAP para cada una de las fases:

Para todos los casos durante las fases de la construcción, el cable de pretensado traza una parábola desde el centro de la sección de la dovela a pretensar hasta la sección simétrica, pasando a la altura de la pila a 0,5 metros del tablero. Los esfuerzos del tesado son los indicados en el apartado 3.3.1.3

La siguiente fase es la construcción del pretensado de continuidad. Con un valor de 6000 KN, este pretensado conecta las 7 dovelas centrales (3 hacia izquierda y 3 hacia derecha). Este pretensado se sitúa en la losa inferior de las dovelas.

La última fase contempla la extensión de las ménsulas extremas hasta los estribos, se efectúa en una sola fase, cimbrada. Se coloca un pretensado desde el centro de la sección extrema, formando una parábola por la losa inferior. Este pretensado tiene un valor de 11700 KN.

En los apartados 6.1 y 6.2 se muestran las figuras que ilustran el recorrido que siguen los cables del pretensado.

### 5.3. Peso propio

El peso propio se modeliza por tramos en el software SAP2000 v16. Para cada tramo se emplea la sección de mayor peso para obtener unos esfuerzos más desfavorables, cada sección se modeliza con el editor de secciones que proporciona el programa.

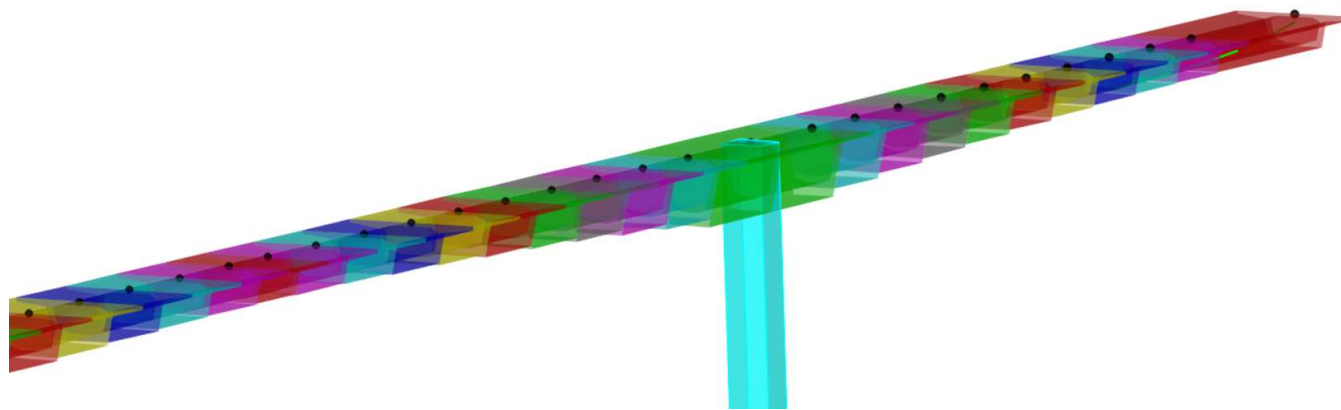


Ilustración 38. Modelización de la estructura en SAP2000

### 5.4. Combinación de acciones

Las combinaciones de los esfuerzos debidos a las sobrecargas se realizan en el software CSiBridge mediante las herramientas *Load Cases* y *Load combinations*. Éstas permiten asignar pesos a las distintas acciones y combinarlas para obtener los distintos casos de carga indicados en la normativa y en el apartado 3.6 del presente documento.

En la herramienta *load cases* se asignan las distintas acciones como se han indicado en los puntos anteriores. En la herramienta *load combinations* se les asigna los pesos deseados.

El sumatorio de las acciones entre sí puede realizarse mediante una suma aditiva, la cual suma los valores de las distintas acciones o envolventes que proporcionan los valores máximos y mínimos de una serie de acciones.

Para el pavimento se considera una envolvente con el peso del pavimento diseñado y la misma acción con un multiplicador de 1,5 tal y como pide la norma. De este modo al emplear este *Load combination* en posteriores combinaciones empleará el valor más desfavorable para el cálculo deseado.

Para la temperatura se realiza una envolvente para las acciones debidas a la variación uniforme que incluye la acción “contracción”, “dilatación” y un caso 0 que no aplica ningún valor de acción en el caso de que esta situación sea la más desfavorable en algún caso.

Para la temperatura en el caso de variación vertical de temperatura se realiza la misma combinación con “gradiente 1” y “gradiente 2”

Para la asignación de los carriles virtuales se modelizan los 6 casos posibles de combinatoria de los carriles virtuales.

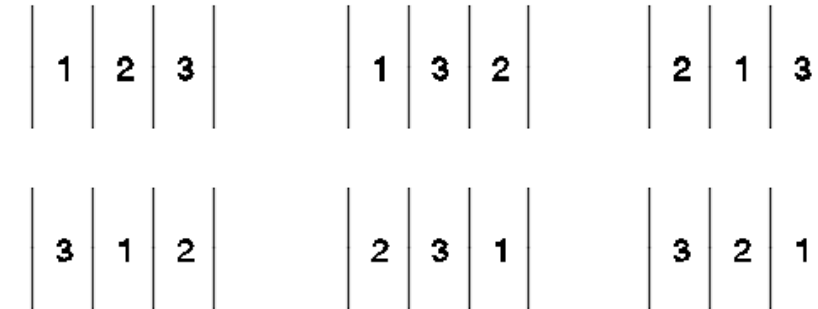


Ilustración 39. Combinatoria de los carriles virtuales

Frenado se define como otra envolvente que incluye ambas direcciones de frenado, así como un posible “caso 0”

El viento se define como otra envolvente que incluye ambas direcciones de viento, así como un posible “caso 0”

Las combinaciones para la obtención de los diversos ELS y ELU se obtienen como una combinación de tipo suma lineal con las envolventes descritas y los factores de combinación definidos en la tabla 6.1-a de la normativa IAP-11 y en el apartado 3.4.3 del presente anejo. Además se le añade la acción “tiempo/reog” para incluir los esfuerzos que produce con el paso del tiempo las acciones reológicas del hormigón.

## 6. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN

### 6.1. Efecto de los pretensados por fases

El pretensado necesario para la compensación de momentos flectores de una ménsula según se avanza en su construcción es aquel calculado en el apartado 3.3.1.3.

Las leyes de momentos que se obtienen de este proceso son:

En las siguientes figuras se muestran en el siguiente orden:

- Modelo en SAP de la estructura y el pretensado.
- Ley de esfuerzos debida al Peso Propio
- Ley de esfuerzos debida al pretensado.
- Ley de esfuerzos resultante de la suma de las dos acciones anteriores.

Nota: en todas las figuras siguientes el modelo se encuentra empotrado en cimentación. Se considera también que los esfuerzos obtenidos para las fases 1-8 son representativos para la estructura en fase de construcción desde cada una de las pilas debida su similitud.

#### ➤ Fase 1

Se ejecutan dos dovelas de 7 metros. El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

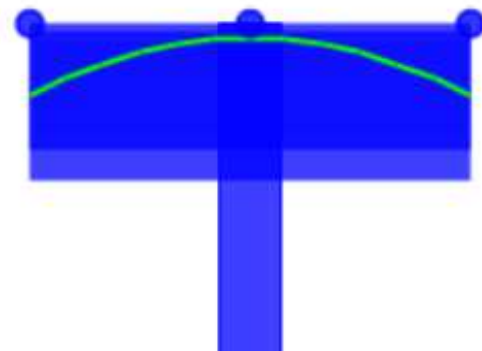


Ilustración 40. Dovela 1 y pretensado

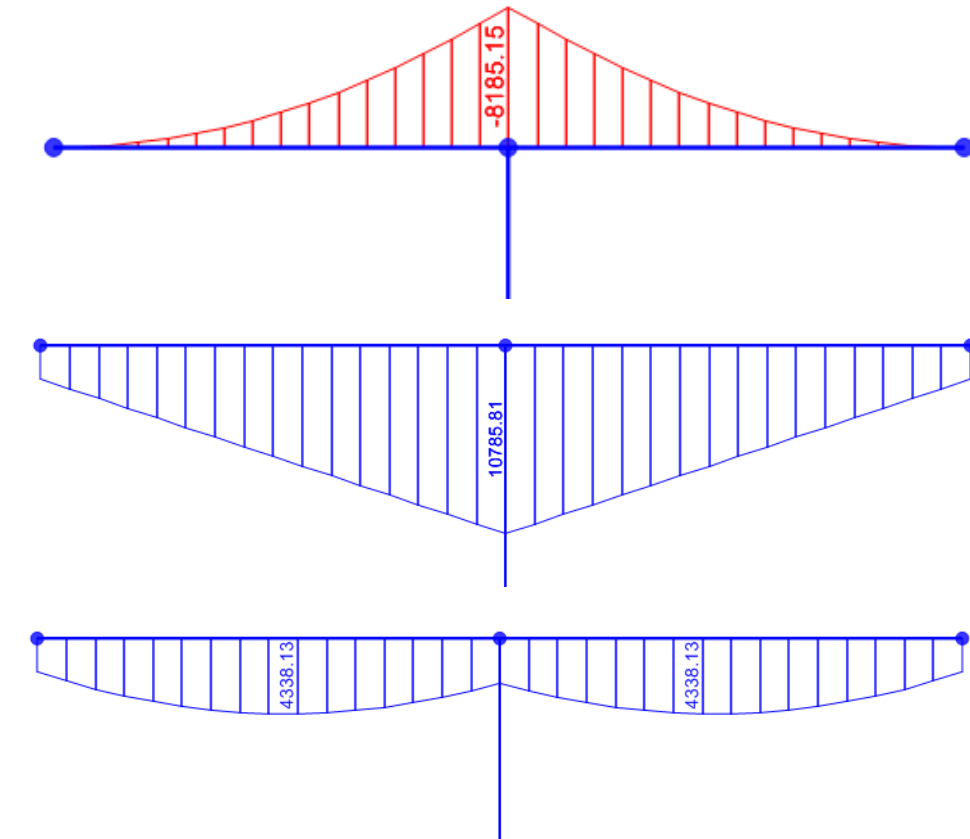


Ilustración 41. Esfuerzos en fase 1

#### ➤ Fase 2

Se ejecutan dos dovelas de 5 metros (una por voladizo). El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

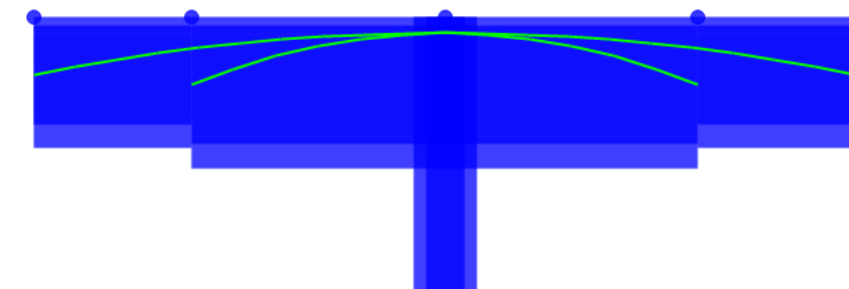


Ilustración 42. Dovela 2 y pretensados

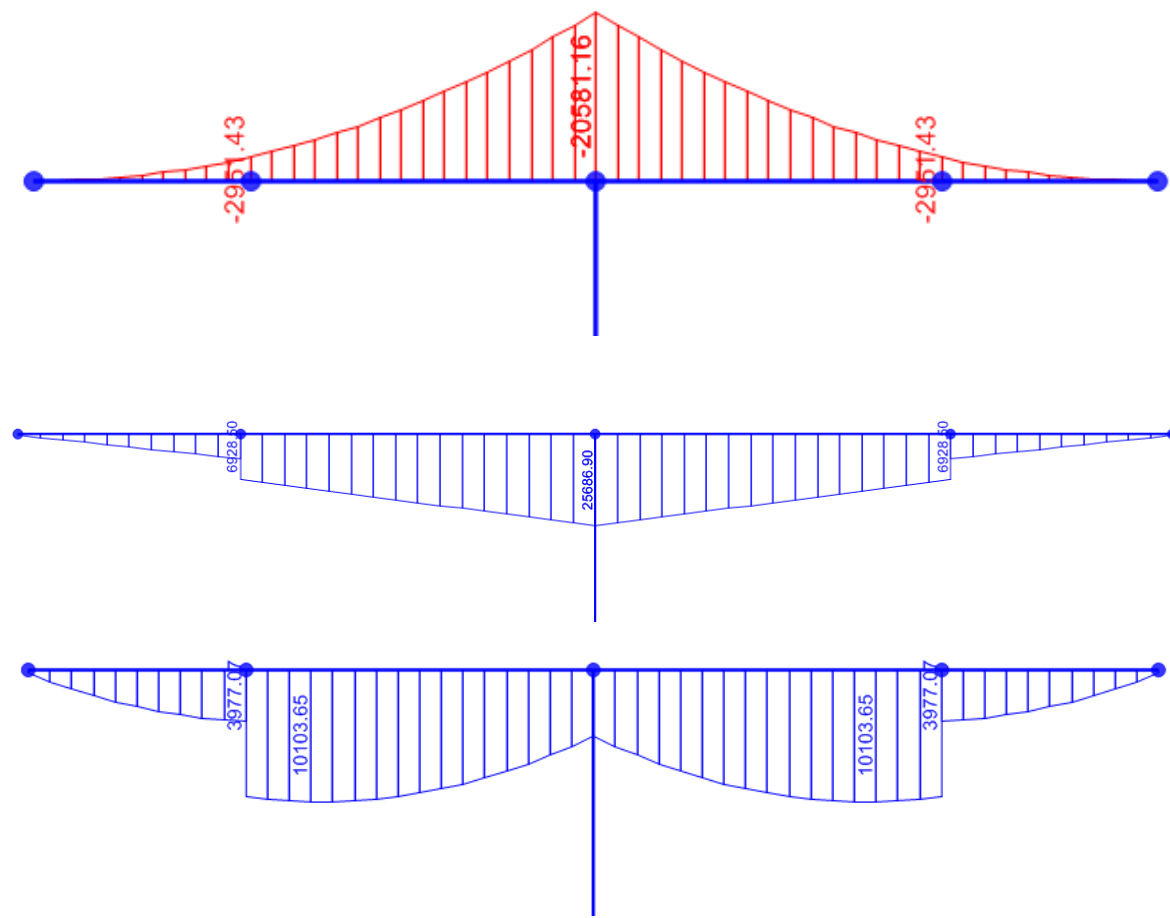


Ilustración 43. Esfuerzos en fase 2

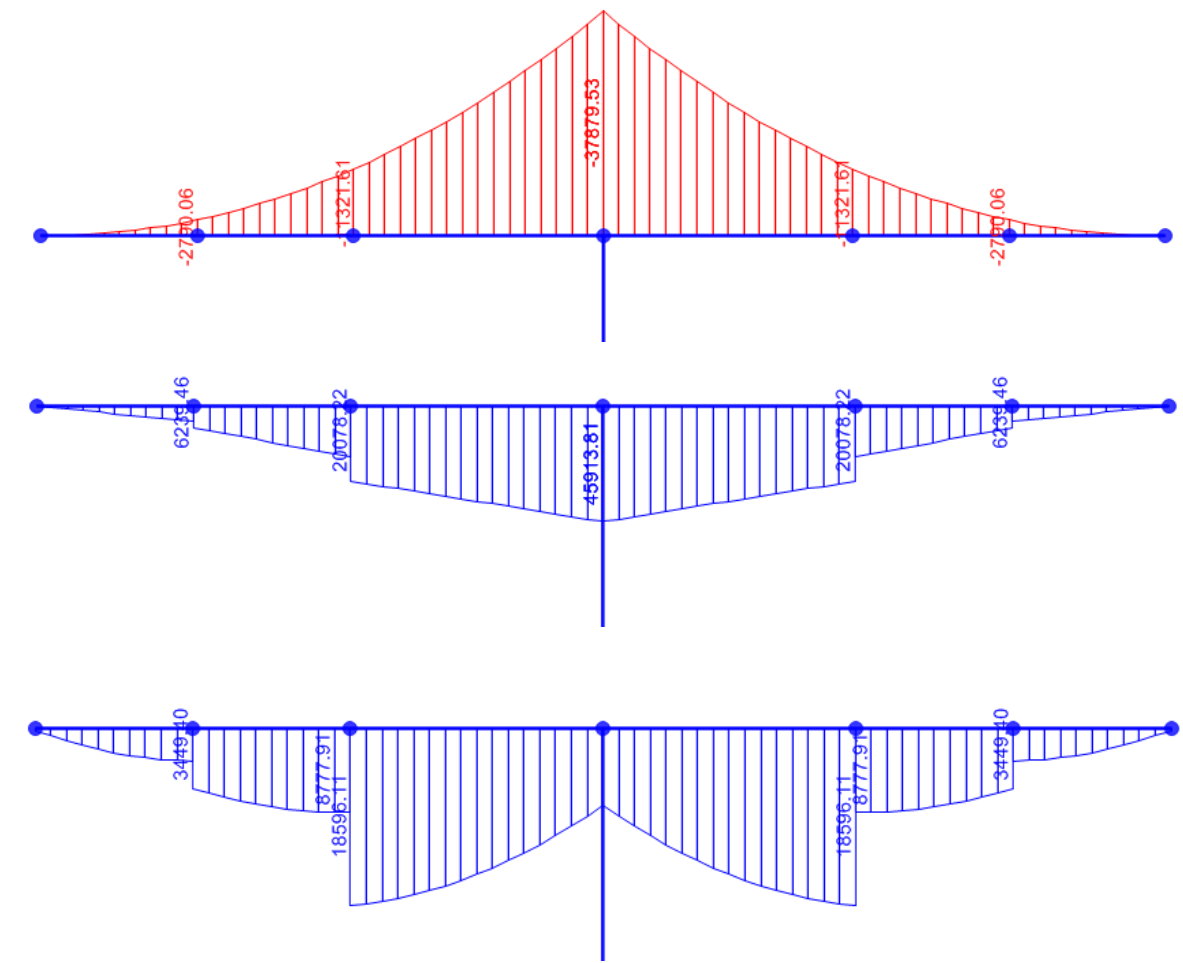


Ilustración 45. Esfuerzos en fase 3

### ➤ Fase 3

Se ejecutan dos dovelas de 5 metros (una por voladizo). El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

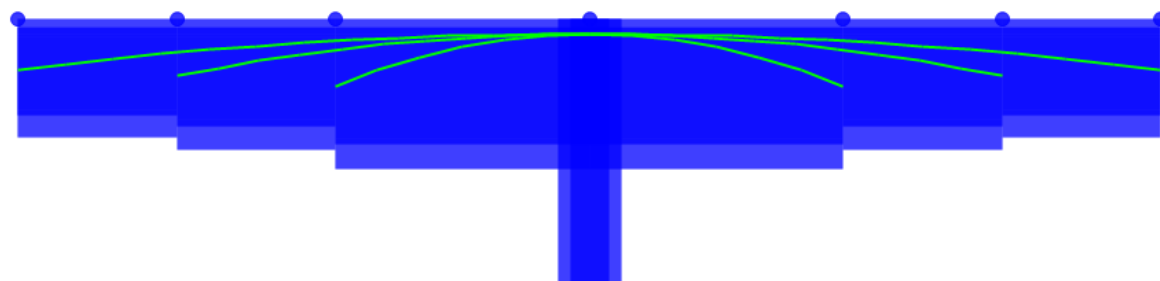


Ilustración 44. Dovela 3 y pretensados

### ➤ Fase 4

Se ejecutan dos dovelas de 5 metros (una por voladizo). El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

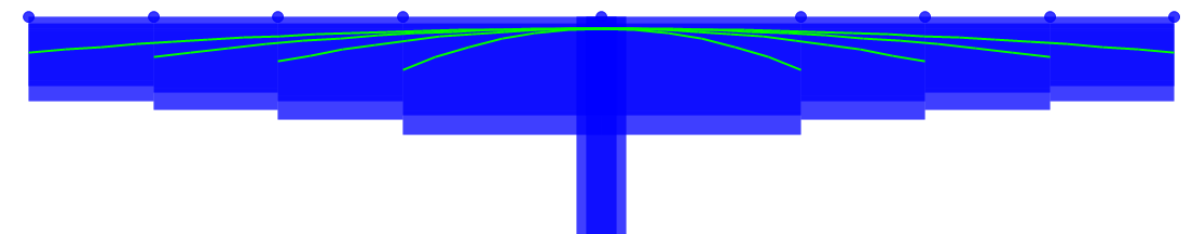


Ilustración 46. Dovela 4 y pretensados

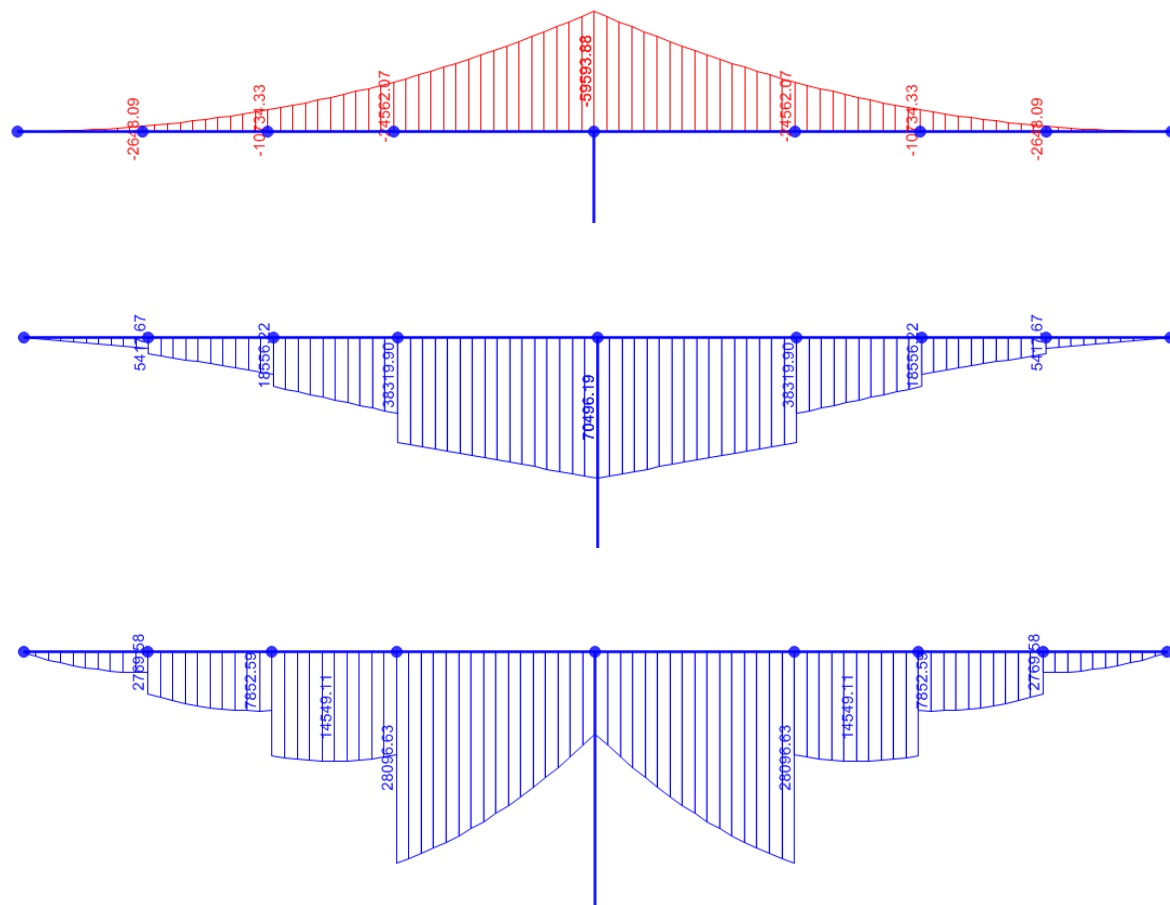


Ilustración 47. Esfuerzos en fase 4

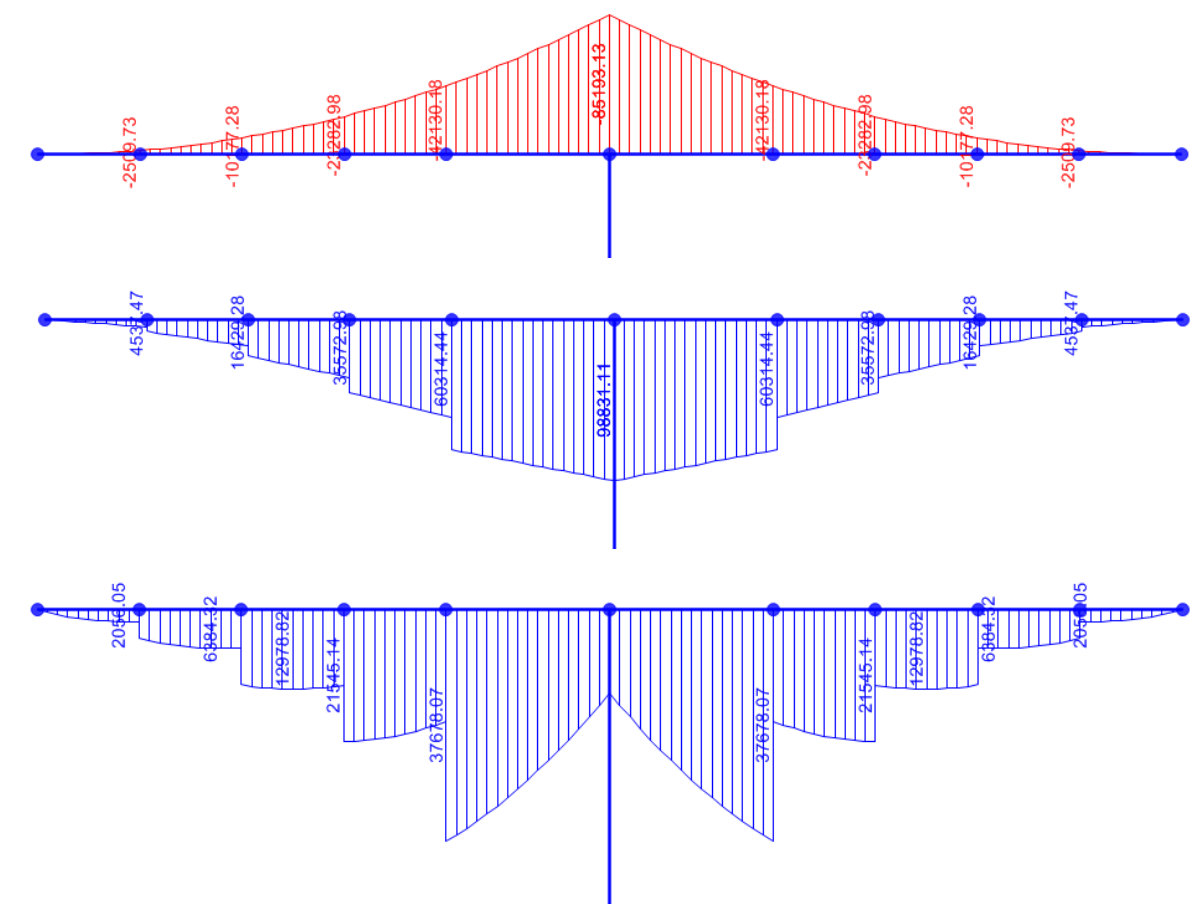


Ilustración 49. Esfuerzos en fase 5

➤ Fase 5

Se ejecutan dos dovelas de 5 metros (una por voladizo). El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

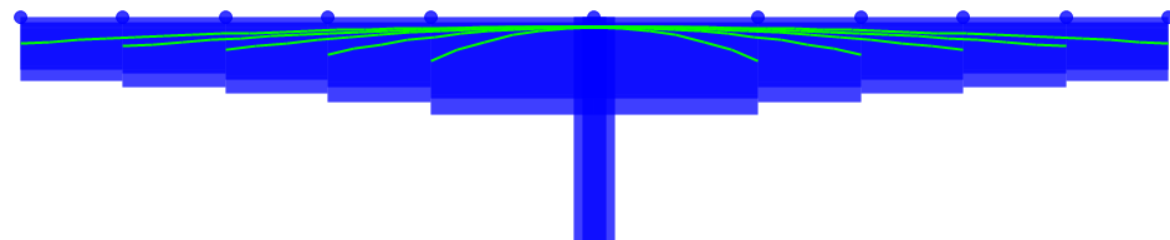


Ilustración 48. Dovela 5 y pretensados

➤ Fase 6

Se ejecutan dos dovelas de 5 metros (una por voladizo). El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

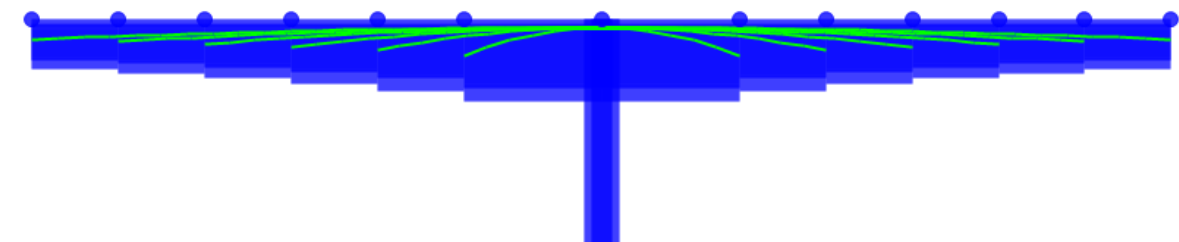


Ilustración 50. Dovela 6 y pretensados

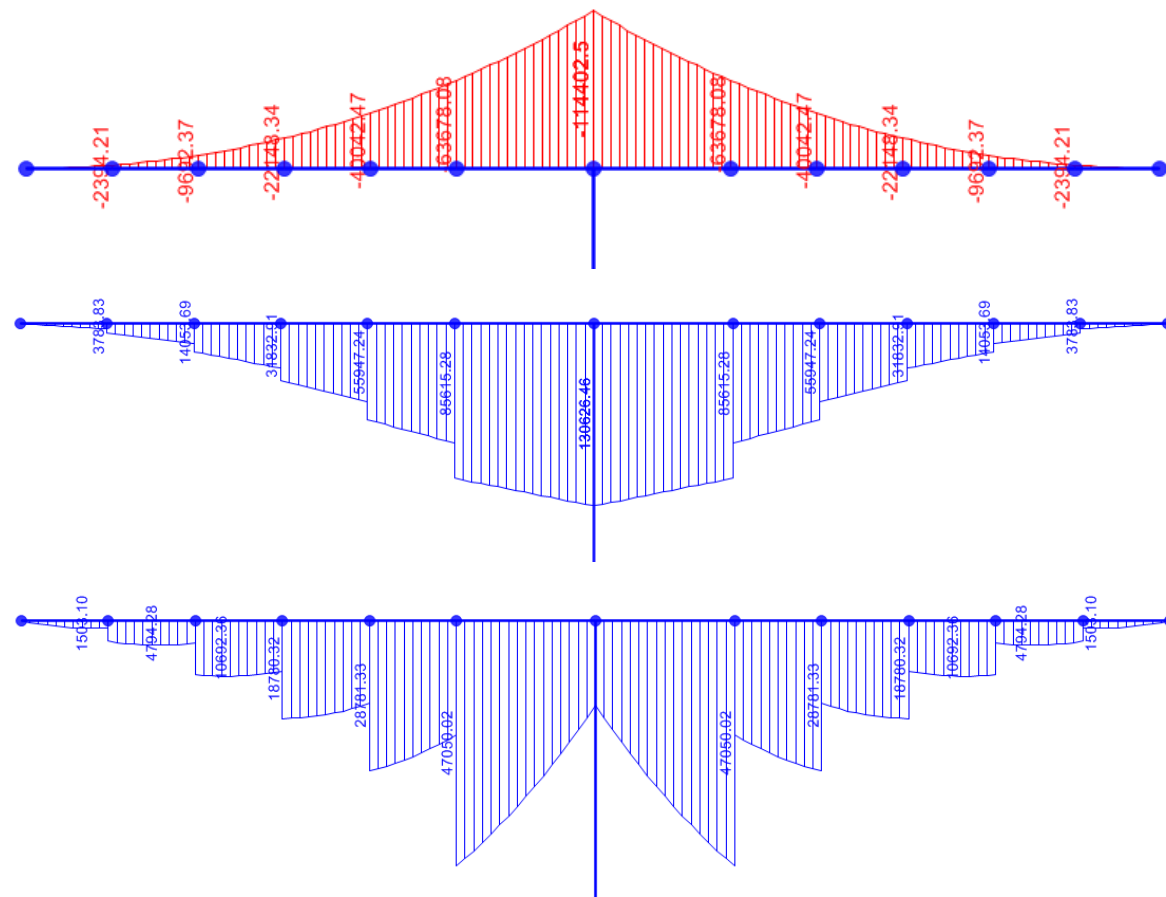


Ilustración 51. Esfuerzos en fase 6

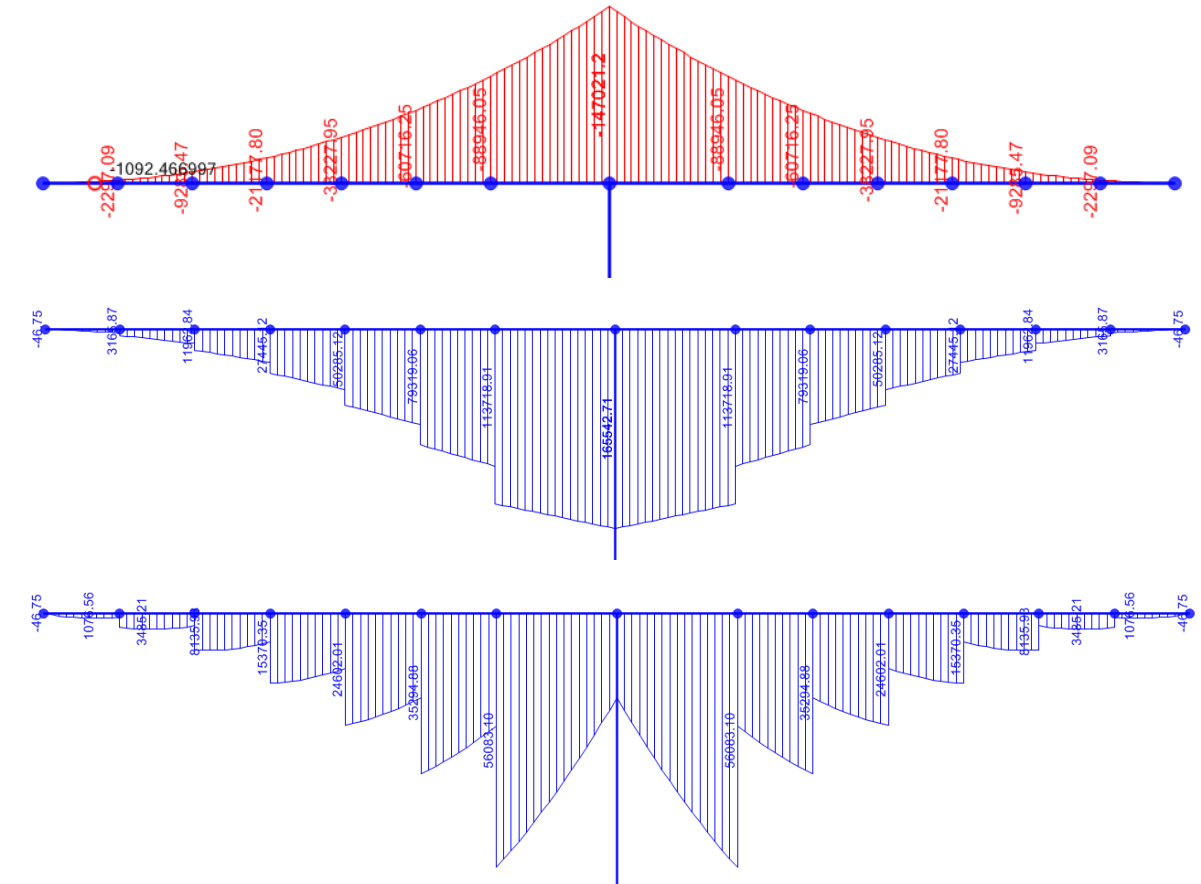


Ilustración 53. Esfuerzos en fase 7

➤ Fase 7

Se ejecutan dos dovelas de 5 metros (una por voladizo). El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

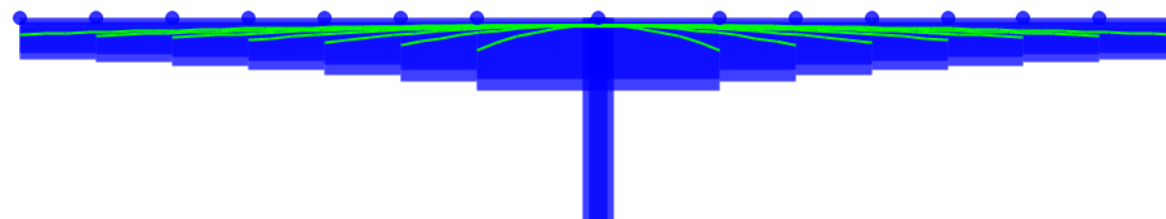


Ilustración 52. Dovela 7 y pretensados

➤ Fase 8

Se ejecutan dos dovelas de 5 metros (una por voladizo). El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de la sección, es decir 0,475 metros.

Con el pretensado anteriormente calculado en el apartado 3.3.1.3 las leyes de momentos quedan:

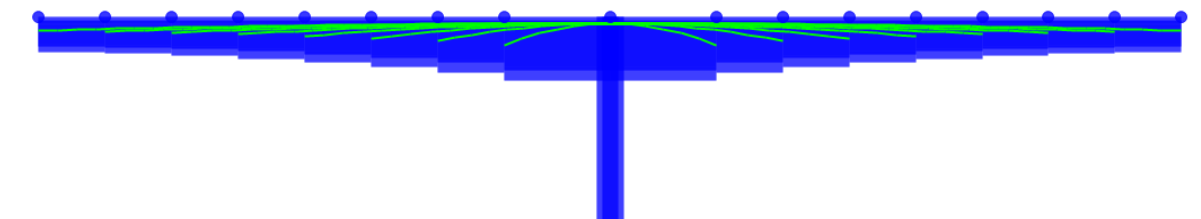


Ilustración 54. Dovela 8 y pretensados

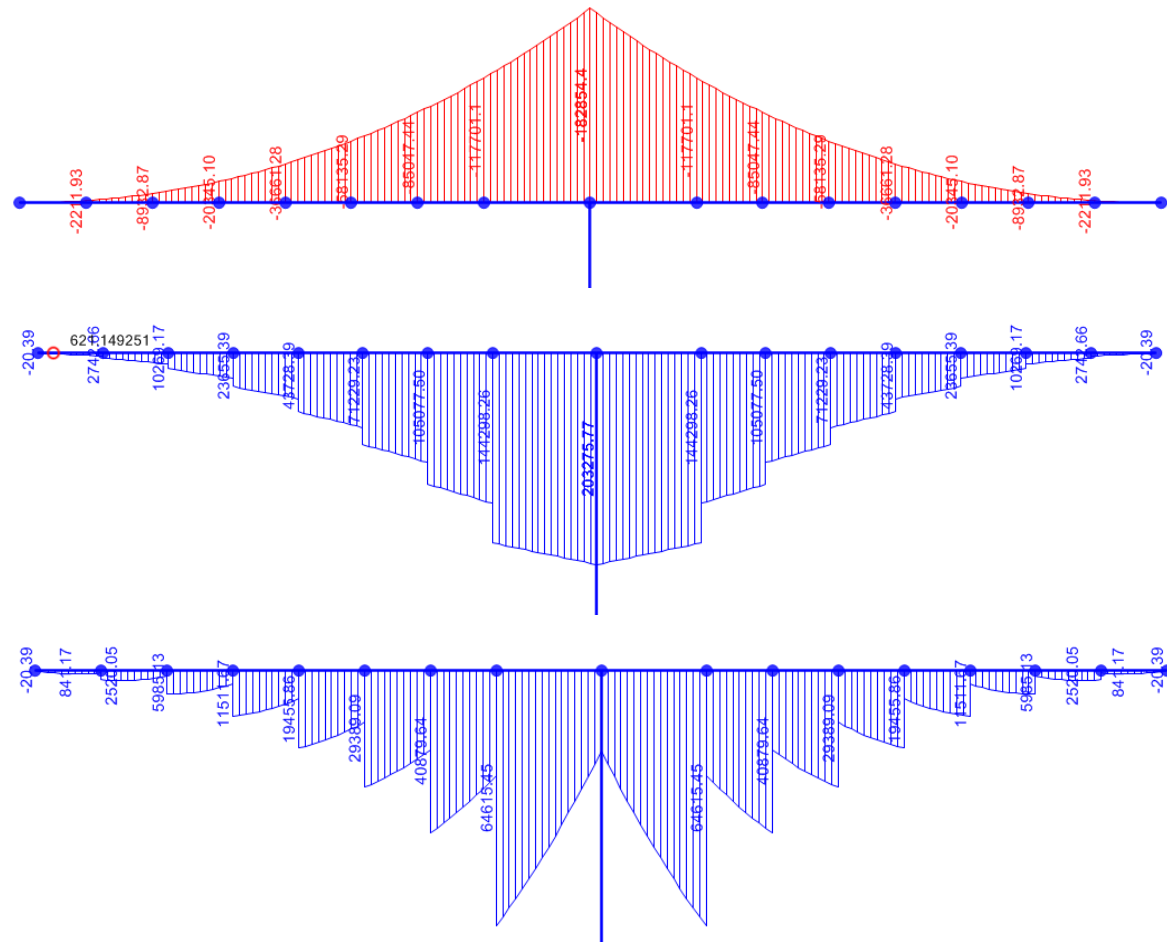


Ilustración 55. Esfuerzos en fase 8

➤ Fase 9 (central)

Acabados ambos tramos en T se procede a ejecutar la dovela central y colocar el pretensado de consolidación. Este pretensado, a diferencia del resto, es colocado en la parte inferior de la dovela y se extiende hasta anclarse en la dovela 5 donde se ancla. Los momentos a resistir ahora son positivos por lo que debe generar momentos negativos para compensar la flecha producida. El pretensado es de 6000 kN.



Ilustración 56. Dovelita central y pretensado de consolidación

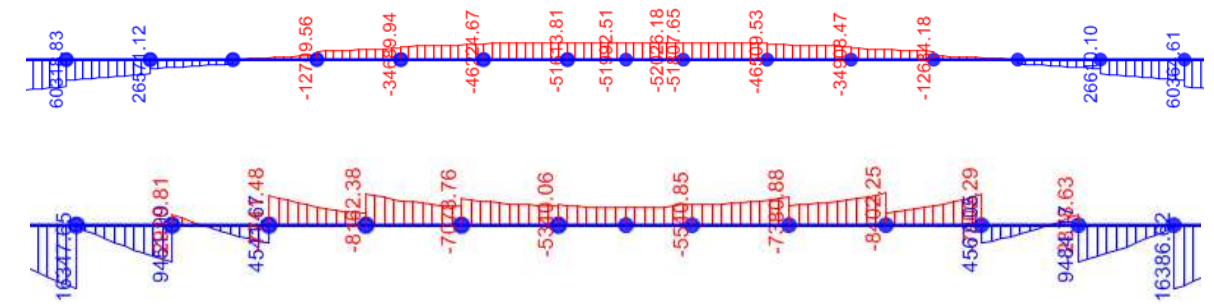
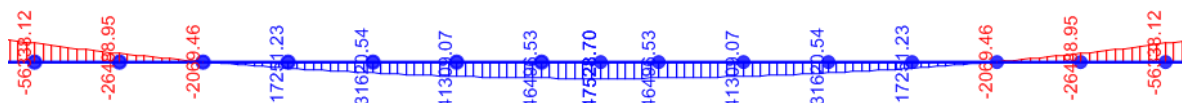


Ilustración 57. Esfuerzos en fase 9

➤ Fase 10 y 11 (extremos)

Ejecutada la dovela central se construye el tramo de tablero restante de los extremos debiendo paliarse el momento positivo creado por los apoyos en estribos mediante pretensado. El tramo para cada extremo es de 13,5 metros de longitud.

El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la losa inferior dos dovelas hacia el centro de la estructura, donde llega encajándose en la losa inferior.

El pretensado es de 11700 KN para solidarizarse con el conjunto del puente adecuadamente.

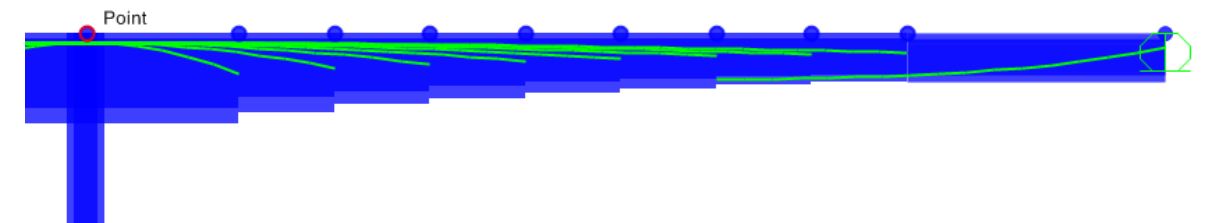


Ilustración 58. Dovelita extrema y pretensados

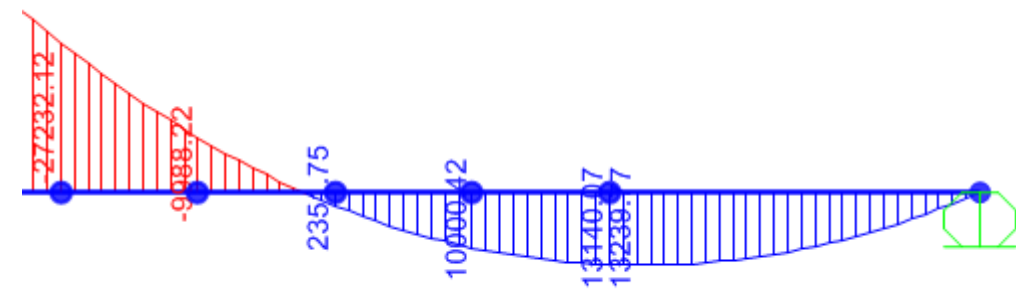


Ilustración 59. Esfuerzos en fase 10 (extremos)



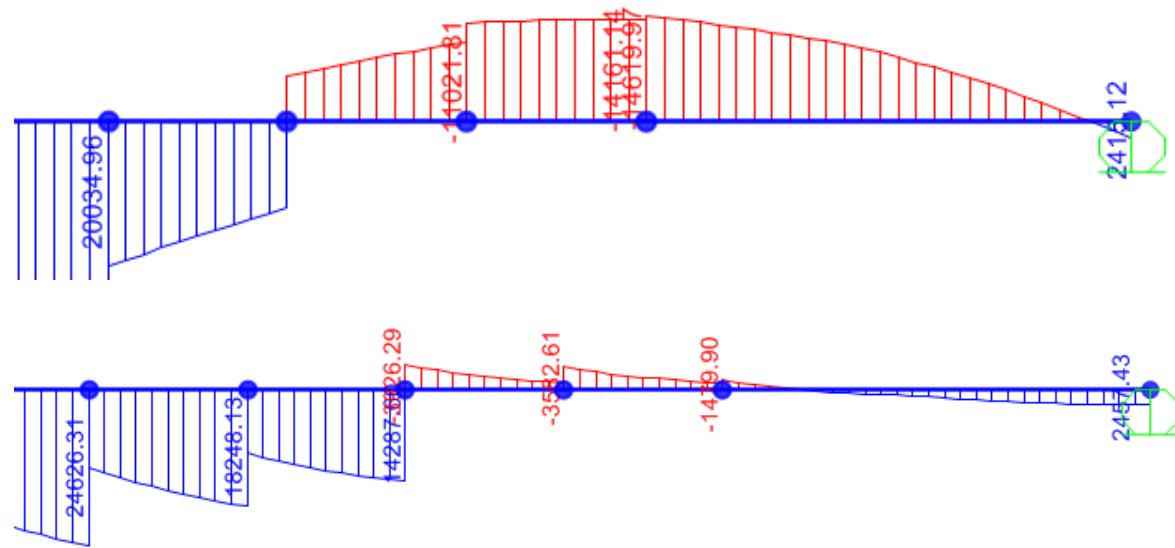


Ilustración 60. Esfuerzos en fase 10 (extremos)

Una vez ejecutadas las dovelas externas los esfuerzos actuantes a tiempo infinito quedan como se muestra a continuación.

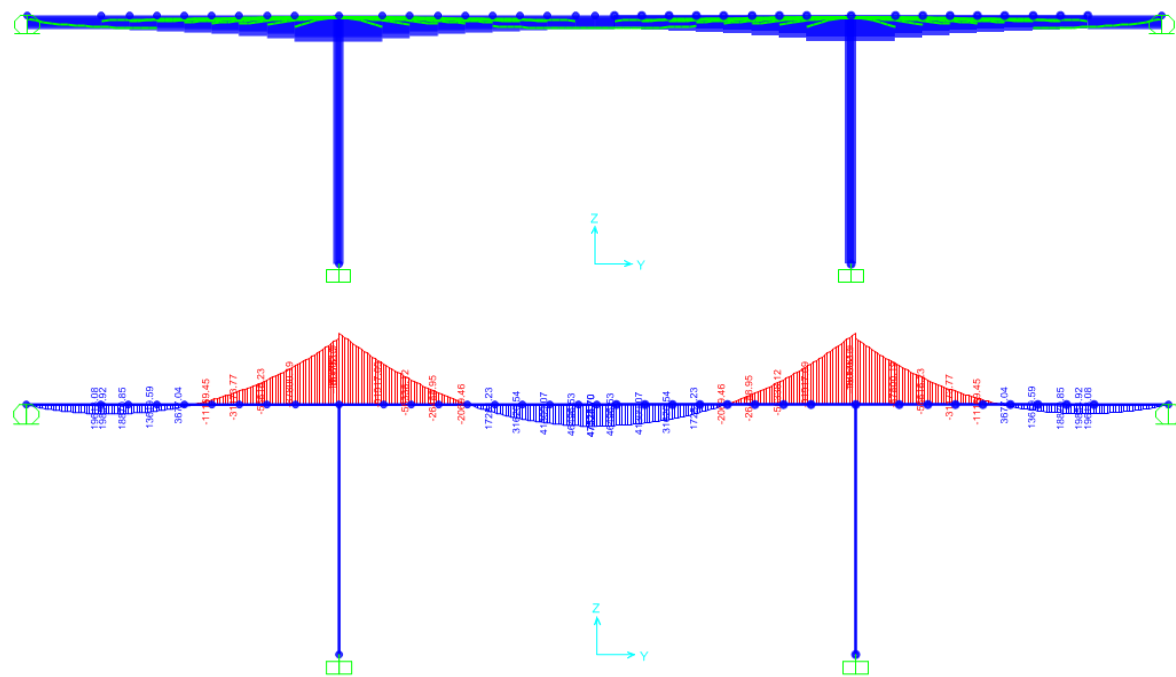


Ilustración 61. Esfuerzos finales a tiempo infinito. Peso propio

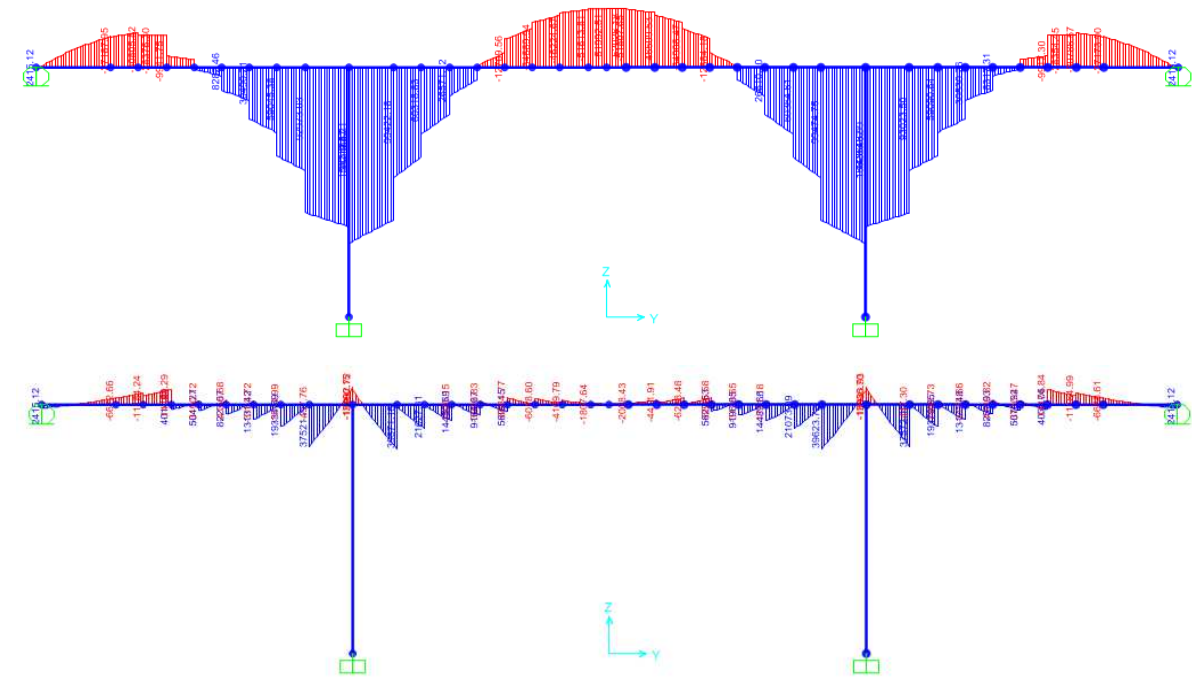


Ilustración 62. Esfuerzos finales a tiempo infinito

## 6.2. Pretensado necesario por fases

Tras comprobar un adecuado equilibrio de las leyes de momentos sobre el puente se procede al cálculo de los cables necesarios para la materialización de dicho pretensado.

Se consideran, para las familias de cables según se ejecutan las dovelas, los siguientes datos:

- Límite elástico: 1860 Mpa
- Fuerza de tesado: 70 % del límite elástico.
- Área torón: 150 mm<sup>2</sup>

Cálculo empleado:

$$\frac{\text{Fuerza Requerida (KN)}}{0,7 \cdot 1860 \left( \frac{N}{mm^2} \right) \cdot 150(mm^2)} * 1000 = \text{Número torones}$$



Familia	Fuerza requerida	Torones requeridos	Torones/alma
1	6521.31	33.39	17
2	9647.12	49.40	25
3	13422.60	68.73	35
4	16842.54	86.24	44
5	19874.27	101.76	51
6	22705.15	116.26	59
7	25389.17	130.00	66
8	27930.88	143.02	72
Continuidad	6000	30.72	16
Extremos	11700	59.91	30

Tabla 17. Cálculo de torones por alma

De la tabla anterior, la fuerza requerida para cada familia de cables se calcula en el apartado 3.3.1.3. para cálculo de pretensado.

Los torones, las vainas donde se alojan los mismos y las características de estos se obtienen del catálogo de la marca VLS post-tensioning.

### 6.3. Proceso constructivo. Influencia del mismo sobre el cálculo

El proceso evolutivo en la construcción de la estructura implica un comportamiento estructural que no se corresponde al de una estructura construida de monolíticamente como si se tratara de un puente de un solo vano hormigonado en una sola fase.

En el caso del primer puente sobre el Río Chelva, la construcción (más detallada en el apartado 7 de esta misma memoria) se realiza por fases. Una vez construidas ambas pilas y las dovelas situadas sobre las mismas se procede a la construcción del tablero, avanzando de manera simétrica para compensar los momentos que pueden aparecer en cimentación [de la ilustración 40 a 55].

Tras la el hormigonado de cada una de las dovelas, se efectúa un pretensado para compensar los momentos negativos que aparecen, especialmente en la sección de empotramiento [de la ilustración 40 a 55].

Una vez se ha alcanzado, avanzando desde ambos extremos la dovela central, se efectúa un pretensado de continuidad en las dovelas intermedias que pretende dar continuidad estructural al tablero y, además, compensar los posibles momentos positivos que pueden aparecer (ilustración 56).

Por último las dovelas extremas que conectan el tablero con el estribo se efectúan in situ mediante una cimbra. También se efectúa un pretensado que conecta esta dovela con el resto de la estructura, pretendiendo dar continuidad y compensar momentos positivos sobre la estructura (ilustración 58).

Este proceso constructivo implica que a en el momento en el que se va a ejecutar la dovela en el extremo, los posibles momentos aparecerían por el peso propio han sido, al menos,

parcialmente compensados, por ello las reacciones que pueden aparecer sobre el estribo son menores que en el caso de el mismo cálculo sobre la estructura final sin tener en cuenta este proceso.

De este modo debido al peso propio la reacción debida al peso propio en el momento en que entra en servicio la estructura (a partir de ahora tiempo 0) será solo la correspondiente al fracción del peso de la dovela extrema, pues mediante el sistema de pretensado el peso propio de la estructura se ha visto compensado.

Es necesario considerar que este tipo de estructuras tiene, con el transcurso del tiempo, una evolución en su comportamiento. Debido a los fenómenos del hormigón de retracción y fluencia, y de las pérdidas por relajación del acero de pretensado, la ley de momentos que tiene a tiempo 0 la estructura disminuye y se aproxima más a la ley de momentos que tendría la estructura en el caso de haber sido construida monolíticamente. Debido a la relajación por fluencia.

Sin embargo esta distribución de momentos no se llega a alcanzar en el transcurso de la vida útil de la estructura. Una estimación de la distribución de los momentos flectores a un tiempo en el cual se considere estos efectos ya se han materializado completamente (a partir de ahora tiempo infinito) es considerar que la ley de momentos final se considera como una proporción ( $\phi$ ), dependiente del parámetro de fluencia, de la ley a tiempo 0 y otra proporción ( $1-\phi$ ) de la ley correspondiente en el supuesto de una construcción monolítica en una sola fase.

Según Jaques Mathivat en su publicación “*Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos*” [14] especifica que esta proporción puede estimarse en un 50%. Javier Manterola [11] también menciona este fenómeno en su publicación proporcionando porcentajes en función del parámetro  $\phi$ . Sin embargo se emplea 50% para obtener el predimensionamiento

Otros métodos más elaborados de cálculo de esfuerzos de fluencia, que recurren a programas informáticos complejos, necesitan tener en cuenta las leyes empíricas del comportamiento de los materiales: fluencia del hormigón y relajación de las armaduras.

Estos programas se utilizan principalmente para el cálculo de las deformaciones isostáticas de los voladizos de los puentes antes del cierre y sirven para fijar las contraflechas de reglaje de los equipos móviles de hormigonado.

Permiten, igualmente, a partir de las deformaciones diferidas que aparecen en las estructuras después del cierre determinar los esfuerzos de redistribución debidos a la fluencia. Esta etapa es más larga y costosa. Por lo que para un primer pre dimensionamiento como el que ocupa este proyecto se considera la aproximación de  $\phi= 0,5$ .

Tras esta aclaración para la obtención de los esfuerzos obtenidos en una sección o elemento determinado se procede del siguiente modo. Este procedimiento es de aplicación para los esfuerzos derivados del peso propio y pretensado, pues para los esfuerzos de sobrecarga la estructura ya está finalizada y se comporta de manera unitaria.



Como se ha mostrado en el apartado 5.2., en el programa informático SAP v16. Se han definido varios modelos para tener en cuenta las diferentes fases constructivas. Para el cálculo de cualquier esfuerzo tanto a tiempo 0 como a tiempo infinito se consideran 4 modelos:

- El modelo que incluye todas las dovelas que se ejecutan de manera simétrica desde cada uno de las pilas. Con este modelo obtenemos los esfuerzos debido al peso propio de las dovelas del 1 al 8 y los debidos al pretensado necesario para el avance en voladizo.

Ilustración 40 a 55.

- El modelo que incluye la siguiente fase corresponde a los voladizos construidos desde ambas pilas y además la dovela central que las une, así como el pretensado de continuidad introducido.

Para obtener los esfuerzos que generan la dovela central y el pretensado de continuidad sobre la estructura ya construida, se le ha dotado a todos los elementos ya construidos un multiplicador de peso propio equivalente a cero y se han anulado los efectos de pretensado. De este modo los esfuerzos obtenidos sobre la estructura son solo debidos a los nuevos elementos introducidos.

- Mediante el mismo procedimiento que el paso anterior, se han añadido las dovelas extremas que avanzan hacia los estribos y para obtener los esfuerzos que estas provocan sobre la estructura ya construida se le ha dotado al resto del modelo de peso cero y pretensado nulo.
- El modelo del puente finalizado como si se tratara de una construcción monolítica, teniendo en cuenta también el pretensado introducido, en la que todos los elementos entran en servicio al mismo tiempo. Es el cálculo que realizaría el programa SAP si se le introduce el modelo de puente sin más consideración.

La suma de los esfuerzos calculados en los tres primeros modelos, proporciona una adecuada aproximación para un pre dimensionamiento de los esfuerzos que la estructura debe resistir a tiempo cero, es decir, en la entrada en servicio de la misma, con la consideración única del peso propio y del pretensado.

Para la obtención de esfuerzos a tiempo infinito, como se ha comentado en el apartado anterior, se calculan como la media del esfuerzo obtenido a tiempo cero (como suma de los tres primeros modelos) y el esfuerzo que proporciona el modelo de puente monolítico (el cuarto modelo comentado)

Este sistema proporciona una adecuada aproximación a las consecuencias que los efectos de fluencia en el hormigón y de relajación en los tendones de acero, tienen sobre la estructura y las leyes de esfuerzos que la rigen.

#### 6.4. Sección del tablero. Dovelas “in situ”

En este apartado se comprueban la sección de las dovelas diseñadas frente a esfuerzos en Estado Límite Último de flexión mediante prontuario informático y a partir de los esfuerzos obtenidos, se comprueba es Estado Límite de Servicio de fisuración y el cumplimiento a cortante de las mismas.

##### 6.4.1. Comprobación de sección en ELU

Se realiza comprobación de algunas secciones con la ayuda del Prontuario informático de la EHE 3.1. Se Comprueban las dovelas “0” o de pila, dovela 3, dovela 6, dovela 8 y dovela simétrica a dovela 6 (hacia extremos).

Se comprueban a rotura (ELU) con los esfuerzos de peso propio de la estructura y sobrecargas de uso más desfavorables a tiempo inicial (una vez el puente está construido) y a tiempo infinito (una vez la estructura se ha asentado), Esto último viene dado por el efecto de la fluencia del hormigón con el paso del tiempo sobre la estructura, haciendo que los momentos flectores se “asienten”.

Se puntualiza que a tiempo inicial y los esfuerzos producidos por las sobrecargas de uso, no se tienen en cuenta los efectos producidos por la fluencia, dado que a tiempo 0 son despreciables. A tiempo infinito si se deben tener en cuenta. No obstante y para simplificar los cálculos, ambos toman este parámetro en los esfuerzos.

La segunda se obtiene de las combinaciones realizadas en CSiBridge sin tener en cuenta el peso propio. La primera viene dada por la suma de varias operaciones.

Dado que la construcción del puente pasa por distintas fases, se tienen en cuenta distintas situaciones dependiendo del momento en que se encuentra el puente y cómo influye sobre el mismo.

Mediante la herramienta del Prontuario informático de la EHE se comprueba la resistencia de las dovelas que componen el tablero frente a esfuerzos en Estado Límite Último. Estas secciones se comprueban para tiempo cero, en su momento máximo y momento mínimo, y para tiempo infinito en momento máximo y momento mínimo.

Se propone un armado pasivo además del armado activo calculado previamente para resistir el avance en voladizo de la construcción del puente. Estas armaduras pasivas quedan representadas a continuación.



➤ Dovela "0"

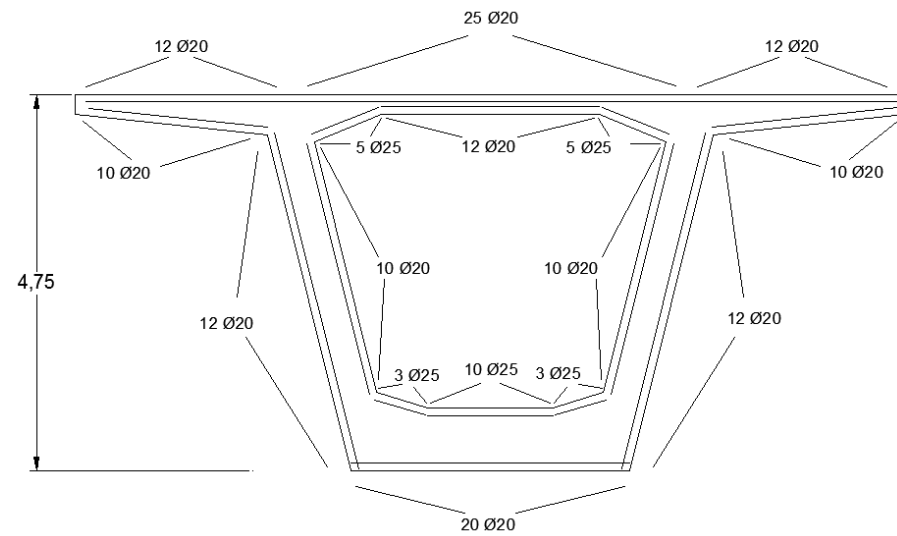


Ilustración 63. Armadura pasiva. Dovela "0"

Dovela "0"	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	5633.71	-202874.922	-187008.298	<b>-197241.212</b>	<b>-181374.588</b>
Mmax (Z)	-10065.427	0	0	<b>-10065.427</b>	<b>-10065.427</b>
<b>CSCM</b>				<b>1.79</b>	<b>1.95</b>

Dovela "0"	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-5631.5453	-202874.922	-187008.298	<b>-208506.467</b>	<b>-192639.843</b>
Min (Z)	-94782.6617	0	0	<b>-94782.6617</b>	<b>-94782.6617</b>
<b>CSCM</b>				<b>1.46</b>	<b>1.55</b>

Tabla 18. Esfuerzos ELU sobre dovela "0"

➤ Dovela 3

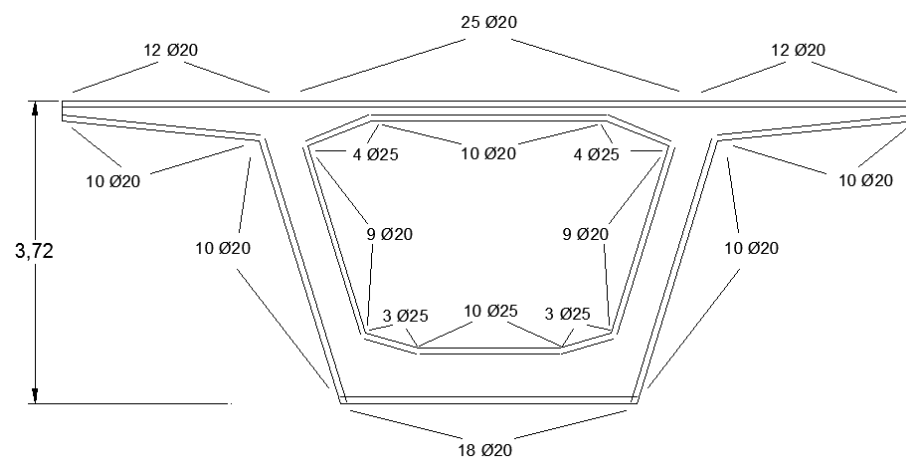


Ilustración 64. Armadura pasiva. Dovela 3

Dovela 3	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	16608.5759	-96648.336	-66158.6535	<b>-80039.7601</b>	<b>-49550.0776</b>
Mmax (Z)	9274.6827	0	0	<b>9274.6827</b>	<b>9274.6827</b>
<b>CSCM</b>				<b>2.6</b>	<b>4.13</b>

Dovela 3	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-16606.1709	-96648.336	-86351.724	<b>-113254.507</b>	<b>-102957.895</b>
Min (Z)	-40620.7099	0	0	<b>-40620.7099</b>	<b>-40620.7099</b>
<b>CSCM</b>				<b>1.73</b>	<b>1.88</b>

Tabla 19. Esfuerzos ELU sobre dovela 3

➤ Dovela 6

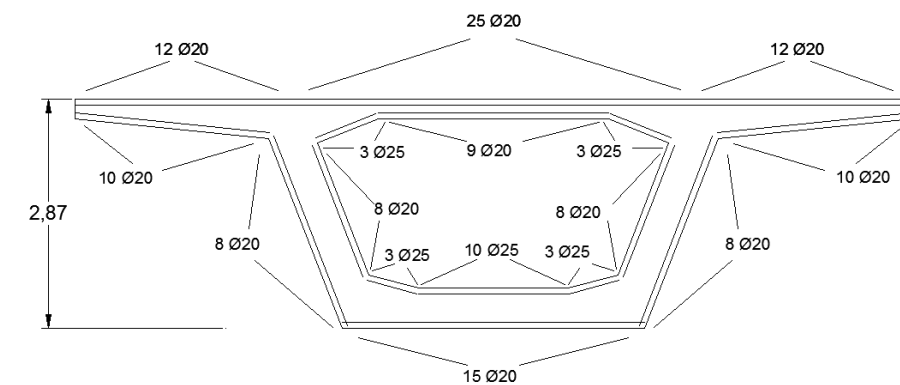


Ilustración 65. Armadura pasiva. Dovela 6

Dovela 6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	26131.4415	-19769.1165	11459.3063	<b>6362.325</b>	<b>37590.7478</b>
Mmax (Z)	33298.3045	0	0	<b>33298.3045</b>	<b>33298.3045</b>
<b>CSCM</b>				<b>6.09</b>	<b>1.23</b>

Dovela 6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-26129.0411	-19769.1165	6593.65313	<b>-45898.1576</b>	<b>-19535.388</b>
Min (Z)	-10885.6346	0	0	<b>-10885.6346</b>	<b>-10885.6346</b>
<b>CSCM</b>				<b>2.49</b>	<b>5.37</b>

Tabla 20. Esfuerzos ELU sobre dovela 6

➤ Dovela 8

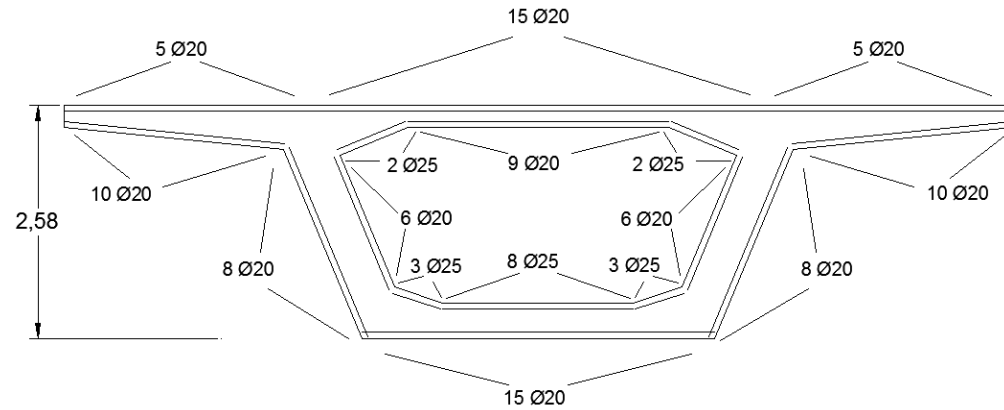


Ilustración 66. Armadura pasiva. Dovela 8

Dovela 8	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-30297.4474	-1493.05275	28033.1193	<b>-31790.5002</b>	<b>-2264.32815</b>
Min (Z)	-4065.9354	0	0	<b>-4065.9354</b>	<b>-4065.9354</b>
<b>CSCM</b>				<b>1.69</b>	<b>15.46</b>

Dovela 8	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	30299.8441	-1493.05275	29624.6093	<b>28806.7914</b>	<b>59924.4534</b>
Mmax (Z)	50179.8618	0	0	<b>50179.8618</b>	<b>50179.8618</b>
<b>CSCM</b>				<b>2.14</b>	<b>1.06</b>

Tabla 21. Esfuerzos ELU sobre dovela 8

➤ Dovela 6' (hacia extremos)

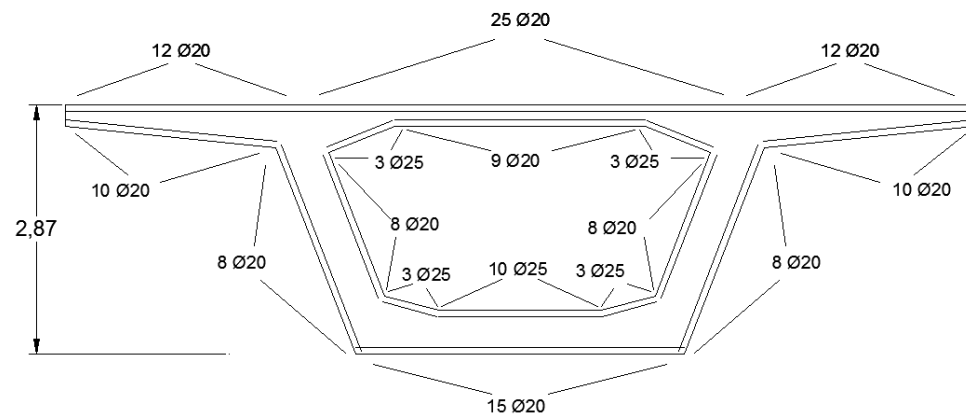


Ilustración 67. Armadura pasiva. Dovela 6'

Dovela -6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	11662.6461	-19762.623	-4043.69888	<b>-8099.9769</b>	<b>7618.94723</b>
Mmax (Z)	31791.9788	0	0	<b>31791.9788</b>	<b>31791.9788</b>
<b>CSCM</b>				<b>6.37</b>	<b>5.7</b>

Dovela -6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-11661.6354	-19762.623	-4043.69888	<b>-31424.2584</b>	<b>-15705.3343</b>
Min (Z)	-19109.8832	0	0	<b>-19109.8832</b>	<b>-19109.8832</b>
<b>CSCM</b>				<b>3.29</b>	<b>5.37</b>

Tabla 22. Esfuerzos sobre dovela 6'

De esta forma se comprueba que las secciones cumplen para esfuerzos flectores en ambas direcciones para esfuerzos máximos y mínimos. El factor de seguridad CSCM (coeficiente sobre cargas mayoradas) da valores satisfactorios.

Se tiene en cuenta los esfuerzos sobre la estructura del peso propio durante su construcción, sumado al efecto que repercute la construcción de las dovelas del extremo al entrar en carga y apoyarse sobre su respectivo estribo y sumado al efecto que repercute la construcción de la dovela central de cierre.

Estas dos últimas fases crean momentos positivos que palían el gran momento negativo que sufría la estructura durante su construcción por voladizos.

Aun así, llegados a este momento, la armadura activa creará sobrecompensaciones en el puente dado que ya no necesitará tanta armadura. Sin embargo, cuando el puente entre en carga por las sobrecargas de uso y el efecto de la fluencia sea nulo, esta contraflecha disminuirá.

#### 6.4.2. Comprobación de ELS fisuración

Así mismo se **comprueba manualmente la fisuración** de las dovelas mencionadas frente a esfuerzos de la combinación característica o poco probable de Estado Límite de Servicio.

Se analizan las fibra superior e inferior obteniendo la tensión del hormigón y comparándola con su resistencia a tracción  $f_{ct,m,fl}$ , siendo esta de -3,5 MPa.

Para el cálculo de la fisuración se emplea la fórmula para el cálculo de flexión se emplea la fórmula de Navier particularizada para el caso de flexión compuesta recta, esta resulta:

$$\frac{1}{E(I \cdot A - S^2)} \cdot \begin{bmatrix} I & -S \\ -S & A \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \epsilon \\ c \end{Bmatrix}$$



Las tensiones obtenidas en fibra superior e inferior no deberán ser menores al valor anterior. Para el cálculo de fisuración se emplea la fórmula de Navier particularizada para el caso de flexión compuesta recta, esta resulta:

Siendo:

- N esfuerzo axial al que está sometida la sección.
- A área de la sección.
- M momento de cálculo a considerar, calculado como se ha definido en el apartado 6.1 para una combinación característica.
- S momento estático de la sección, 0 desde el centro de gravedad.
- E módulo de Young del hormigón se considera de 30000 MPa
- I momento de inercia de la sección

Para la obtención de los esfuerzos se emplea:

$$\sigma = E \cdot (\varepsilon + c \cdot v_i)$$

Siendo:

- v la distancia desde el centro de gravedad hasta la distancia considerada.
- ε deformación debida a la tensión en el hormigón

Como simplificación, todos los esfuerzos y características están referidas al centro de gravedad de la sección, empleando por tanto los datos proporcionados por el prontuario informático de la EHE de la sección homogénea.

Para tiempo 0 se multiplica por 0,9 el esfuerzo axial del pretensado para considerar las pérdidas instantáneas del acero activo. Para tiempo infinito se multiplica además por 0,7 para tener en cuenta las pérdidas por retracción y fluencia que sufren las armaduras.

Dovela	Área homogeneizada (m <sup>2</sup> )	Inercia homogeneizada (m <sup>4</sup> )	Centro de gravedad (m)	Altura de dovela (m)
0	11.24	34.69	2.09	4.75
3	10.41	18.65	1.56	3.72
6	8.77	9.19	1.14	2.87
8	8.047	6.986	1.03	2.58

Tabla 23. Características de las secciones

Dovela 0	Esfuerzos ELS - Característica			
	Mmax		Mmin	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
	-146521.914	-134768.859	-154032.084	-142279.029
Tensión Fibra Sup (Mpa)	11.82	9.30	11.24	8.72
Tensión Fibra Inf (Mpa)	10.97	6.65	11.55	7.23
fctm (Mpa)	3.5			

Tabla 24. Esfuerzos ELS sobre dovela "0"

Dovela 3	Esfuerzos ELS - Característica			
	Mmax		Mmin	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
	-60519.4343	-45413.3993	-82661.6824	-67555.6474
Tensión Fibra Sup (Mpa)	13.63	12.10	11.06	9.54
Tensión Fibra Inf (Mpa)	8.19	3.17	10.75	5.73
fctm (Mpa)	-3.5			

Tabla 25. Esfuerzos ELS sobre dovela 3

Dovela 6	Esfuerzos ELS - Característica			
	Mmax		Mmin	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
	2777.171	22305.1485	-32063.1507	-12535.1732
Tensión Fibra Sup (Mpa)	13.09	14.15	11.06	7.59
Tensión Fibra Inf (Mpa)	4.36	-1.93	10.75	4.63
fctm (Mpa)	-3.5			

Tabla 26. Esfuerzos ELS sobre dovela 6

Dovela central	Esfuerzos ELS - Característica			
	Mmax		Mmin	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
	19093.9311	42144.0511	-21304.2633	154.3667
Tensión Fibra Sup (Mpa)	5.49	9.35	-3.47	0.03
Tensión Fibra Inf (Mpa)	2.90	-3.47	11.86	5.84
fctm (Mpa)	-3.5			

Tabla 27. Esfuerzos ELS sobre dovela 8

Dovela 6'	Esfuerzos ELS - Característica			
	Mmax		Mmin	
	t=0	t=∞	t=0	t=∞
	-6863.8826	12099.2549	-22413.4036	-5041.7561
Tensión Fibra Sup (Mpa)	11.27	12.22	8.34	9.00
Tensión Fibra Inf (Mpa)	6.17	-0.01	9.10	3.21
fctm (Mpa)	-3.5			

Tabla 28. Esfuerzos ELS sobre dovela 6'



Se cumple satisfactoriamente la tensión máxima a tracción de las dovelas consideradas para el cálculo. No obstante, para el cumplimiento de las tensiones producidas por la fisuración sobre la dovela central, se ha debido aumentar el esfuerzo del pretensado del cable de continuidad.

Este se consideraba en el apartado 6.2 para paliar los momentos positivos que aparecen como 6000 kN, mientras que para cumplir fisuración se han introducido 10.000 kN.

### 6.4.3. Comprobación a cortante de las secciones

Mediante la ayuda de la herramienta informática del Prontuario de la EHE se calcula el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma  $V_{u1}$  y el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma  $V_{u2}$ .

Estas resistencias se obtienen dado un ancho efectivo de la sección que resiste el cortante de cálculo "b0" (m), su canto útil "d" (m) y su brazo mecánico en flexión "z" (m).

En las tablas siguientes se muestran las comprobaciones realizadas en las dovelas de empotramiento, dovela nº 3, dovela nº 6, dovela central y dovela simétrica 6'. Además se muestra el armado propuesto para resistir cortante.

En el apéndice V se encuentran los datos obtenidos por el prontuario informático de la EHE-08.

Dovela 0 (empotramiento)			
Localización	Esfuerzos	Esfuerzos de diseño	
55.8 m	Uso	t=0	t=∞
Vmax	-1191.59	-10207.82	-10456.205
Vmin	-5272.2	-12352.25	-12524.89

Tabla 29. Esfuerzos cortante y cumplimiento sobre dovela "0"

Cortante de agotamiento de las bielas (kN)			
Vu1	Vu2		
19201.9	14274.8		
Armado a cortante por alma			
φ (mm)	st (m)	nº ramas	Resiste
12	0.1	4	Cortante

Dovela 3			
Situación	Esfuerzos	Esfuerzos de diseño	
68.8 m	Uso	t=0	t=∞
Vmax	-867.55	-5108.81	-5456.68
Vmin	-4481.63	-8722.89	-9070.76

Tabla 30. Esfuerzos cortante y cumplimiento sobre dovela 3

Cortante de agotamiento de las bielas (kN)			
Vu1	Vu2		
15038.1	11179.4		
Armado a cortante por alma			
φ (mm)	st (m)	nº ramas	Resiste
12	0.1	4	Cortante

Dovela 6 (vano interno)			
Situación	Esfuerzos	Esfuerzos de diseño	
83.8 m	Uso	t=0	t=∞
Vmax	60.91	-1543.65	-1831.195
Vmin	-2762.68	-4367.24	-4654.785

Tabla 31. Esfuerzos cortante y cumplimiento sobre dovela 6

Cortante de agotamiento de las bielas (kN)			
Vu1	Vu2		
11602	5989.6		
Armado a cortante por alma			
φ (mm)	st (m)	nº ramas	Resiste
10	0.1	4	Cortante

Dovela 8 (central)			
Situación	Esfuerzos	Esfuerzos de diseño	
93.8 m	Uso	t=0	t=∞
Vmax	599.35	401.77	72.876
Vmin	-2024.89	-2222.47	-2551.364

Tabla 32. Esfuerzos cortante y cumplimiento sobre dovela 8

Cortante de agotamiento de las bielas (kN)			
Vu1	Vu2		
13090	6234.2		
Armado a cortante por alma			
φ (mm)	st (m)	nº ramas	Resiste
10	0.2	4	Cortante

Dovela 6' (vano externo)			
Situación	Esfuerzos	Esfuerzos de diseño	
26.5 m	Uso	t=0	t=∞
Vmax	2245.33	640.77	388.575
Vmin	-622.98	-2227.54	-2479.735

Tabla 33. Esfuerzos cortante y cumplimiento sobre dovela 6'

Cortante de agotamiento de las bielas (kN)			
Vu1	Vu2		
10420.7	2689.9		
Armado a cortante por alma			
φ (mm)	st (m)	nº ramas	Resiste
10	0.2	4	Cortante

### 6.5. Neoprenos

Se dimensionan los neoprenos atendiendo a los esfuerzos obtenidos con CSiBridge y SAP2000 en combinación ELS característica. De igual manera que lleva haciéndose hasta este apartado, se tiene en cuenta esfuerzos de peso propio y pretensado a tiempo cero (modelo de puente por fases) y a tiempo infinito para considerar la situación más desfavorable de carga. Además, se tiene en cuenta combinaciones máximas y mínimas dado que en las segundas pueden darse situaciones de despegue como se ven en las tablas de esfuerzos siguientes.

#### 6.5.1. Dimensionamiento del aparato de apoyo

Para resolver esta situación de despegue se utiliza un neopreno con anclaje deslizante, de esta manera el neopreno queda anclado frente a situaciones de axil a tracción y permite movimientos en su eje longitudinal en caso de dilatación o contracción del puente debido a acciones reológicas o de temperatura.

	Max	Min	Max	Min
Apoyo 17	t=0	t=∞	t=0	t=∞
Axil (Kn)	4527.019	4406.5315	-1377.951	-1498.4385

	Max	Min	Max	Min
Apoyo 18	t=0	t=∞	t=0	t=∞
Axil (Kn)	4525.15	4404.6625	-1376.616	-1497.1035

	Max	Min	Max	Min
Apoyo 22	t=0	t=∞	t=0	t=∞
Axil (Kn)	4446.19	4325.9625	-1209.545	-1329.7725

	Max	Min	Max	Min
Apoyo 23	t=0	t=∞	t=0	t=∞
Axil (Kn)	4444.355	4324.1275	-1208.234	-1328.4615

Correspondiendo cada apoyo al que figura en el esquema siguiente:

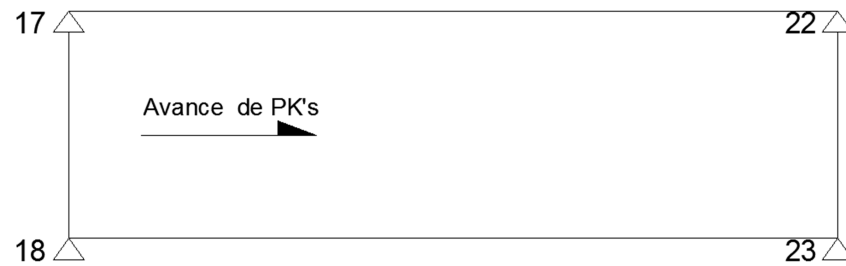


Ilustración 68. Esquema de apoyos sobre el puente. Nº conexión en modelo

Con estos esfuerzos obtenemos un axil muy similar en todos los apoyos, por lo que se decide escoger un neopreno igual para todos con el esfuerzo máximo. Este es 4527.02 kN, es decir, 452 Tn en términos del catálogo utilizado de VSL.

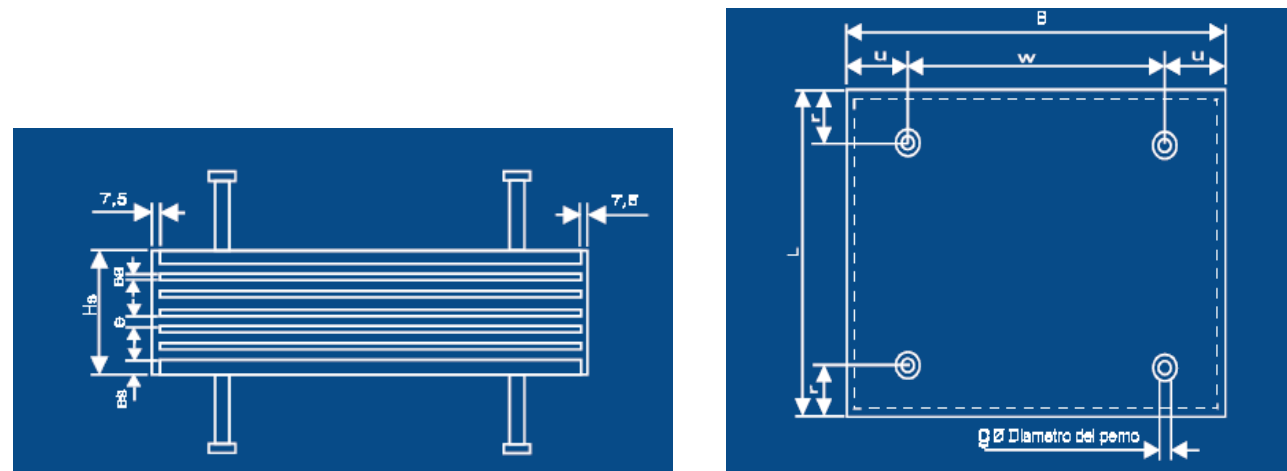


Ilustración 69. Neopreno zunchado tipo VSL

Para este axil se escoge un neopreno zunchado rectangular tipo B y BS de dimensiones 500x600x54 mm.

Se calcula la rigidez que el neopreno ofrece al apoyo del puente de manera que pueda modelizarse de forma más realista sobre las acciones sufridas por los elementos inferiores. Se obtiene esta rigidez de dicho neopreno:

$$K = \frac{(G \cdot A \cdot B)}{T}$$

siendo:

G = 10 Kp/cm<sup>2</sup> o

A·B el área en mm<sup>2</sup> del neopreno

T el espesor del elastómero

$$K = \frac{(1 \cdot 500 \cdot 600)}{54} = 5555,55 \text{ Kp/cm}$$

### 6.5.2. Otras comprobaciones.

Debido al no cumplimiento de la condición de la seguridad al deslizamiento según las “recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carreteras” que establecen al menos una tensión sobre los neoprenos en todo momento de al menos 3 MPa, y siendo que en determinados casos puede concurrir que la reacción sea vertical sea negativa sobre el mismo. Se debe disponer de un apoyo anclado que permite el desplazamiento en el plano del tablero, así como los giros sobre el neopreno.

Las mismas recomendaciones contemplan que la distorsión máxima del neopreno no supere las características que proporciona el fabricante en este caso 60,8 mm.

El máximo desplazamiento de la sección sobre el neopreno se obtiene con la combinación característica que mayor la acción horizontal debido al frenado, con un valor de 58,7 mm. por lo que se cumple dicha condición.

### 6.6. Pilas

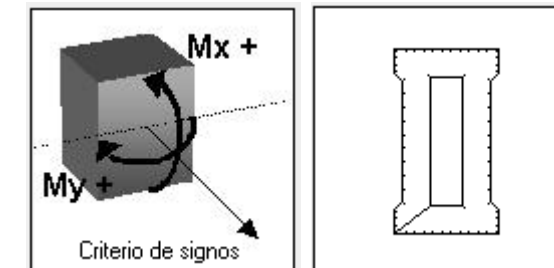
#### 6.6.1. Comprobación secciones a pandeo

De forma manual se comprueba la inestabilidad de las pilas frente al efecto de pandeo

Se comprueba de forma manual la inestabilidad de las pilas comprobando así si estas sufren el efecto de pandeo debido a los esfuerzos impuestos sobre la misma. Con esto se comprueba si se deben tener en cuenta los efectos de segundo orden sobre la pieza.

Además, con la ayuda del prontuario informático se llega a valores similares que respaldan los cálculos manuales.

Dado que las pilas, tanto en cabeza como en base, se ven sometidas a flexión esviada (esfuerzos en ambos ejes sobre la pieza), se escoge realizar el análisis con el eje que ejerce mayor esfuerzo sobre la misma. El eje de mayor inercia es el Mx como se ve en la ilustración.



Los cálculos determinan si existe pandeo comparando el valor de esbeltez mecánica de la sección considerada y la esbeltez límite. Si la primera es menor que la segunda entonces el elemento no pandea y por tanto no es necesario que se consideren los efectos de segundo orden.



A continuación se muestra las fórmulas incluidas en el cálculo de la esbeltez del elemento:

$$\lambda = \frac{I_o}{i}$$

donde:

$$I_o = \alpha \cdot l \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

siendo:

$\lambda$  esbeltez mecánica

$I_o$  longitud de pandeo

$\alpha$  parámetro que define la longitud de pandeo en función del sistema translacional o intranslacional

$l$  longitud total del elemento considerado

$i$  radio de giro

$h$  altura de la pieza considerada

Como valores constantes para todas las combinaciones, se toma  $\alpha=1$  considerando la pila empotrada en su extremo inferior y translacional en el eje perpendicular al eje vertical. La altura  $h$  de la sección media es de 2,7 metros, un  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  y área de sección de  $8,96 \text{ m}^2$ .

Para el cálculo de la esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{\nu_{Ed}} \left[ 1 + \frac{0,24}{e_{02}/h} + 3,4 \cdot \left( \frac{e_{01}}{e_{02}} - 1 \right)^2 \right]} < 100$$

donde:

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$e_{01} = \frac{|M_{01}|}{N_{Ed}} \quad e_{02} = \frac{|M_{02}|}{N_{Ed}}$$

$$M_{01} = M_{sup} + N_{Ed} \cdot e_i$$

$$M_{02} = M_{inf} + N_{Ed} \cdot e_i$$

$$e_i = \frac{I_o}{400}$$

siendo:

$N_{Ed}$  axil de cálculo aplicado sobre el elemento

$M_{01}$  momento flector menor teniendo en cuenta imperfecciones geométricas

$M_{02}$  momento flector mayor teniendo en cuenta imperfecciones geométricas

$e_i$  parámetro que tiene en cuenta las imperfecciones geométricas

$C$  coeficiente que depende de la distribución de la armadura

$\nu_{Ed}$  esfuerzo axil relativo

$e_{01}$  excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con menor momento

$e_{02}$  excentricidad de primer orden en el extremo del soporte con mayor momento

Para el cálculo se ha considerado la sección media de cada pila y en cuanto a esfuerzos se han tomado para axil es más desfavorable, es decir, el actuante en base de cimentación para cada combinación.

Además se ha tomado el sistema como translacional dado que no está arriostrado. Esto es, en cabeza de pila se permite el desplazamiento y rotación en eje perpendicular al puente, considerando el sistema como empotrado en la base y apoyado con carro deslizante en cabeza superior. El parámetro  $\alpha$  se define con un valor 1,0 atendiendo a las recomendaciones de la EHE-08 en el artículo 43º de Estado Límite de Inestabilidad.

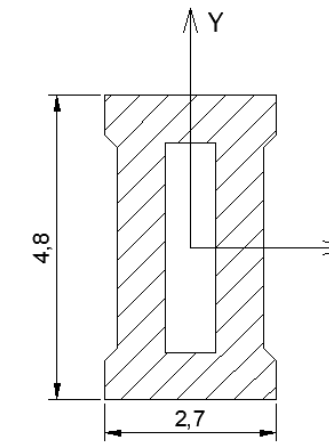


Ilustración 70. Sección media de pila 1 y 2

A continuación se muestra tablas resumen de los cálculos realizados a mano. En el apéndice correspondiente se encuentran los resultados extraídos del prontuario informático.

COMPROBACIÓN A PANDEO - SECCIÓN MEDIA (Long: 49.5 m)						
Pila 1	Max			Esbeltez mecánica	Esbeltez límite	¿Pandeo?
	Nx	Mx sup	Mx inf			
t=0	<b>52479.32</b>	6257.41	87181.09	34	37.64	No
t=∞	<b>47348.96</b>	6257.41	87181.09	34	38.83	No
Pila 1	Min			Esbeltez mecánica	Esbeltez límite	¿Pandeo?
	Nx	Mx sup	Mx inf			
t=0	<b>45758.1</b>	-6255.55	-87177.89	34	39.24	No
t=∞	<b>40627.74</b>	-6255.55	-87177.89	34	40.75	No

Tabla 34. Comprobación a pandeo. Pila 1

El cálculo de la pila 2 se realiza utilizando la misma sección media dado que la diferencia de longitudes es insignificante e incluso se está del lado de la seguridad con los resultados obtenidos.

COMPROBACIÓN A PANDEO - SECCIÓN MEDIA (Long: 51.17 m)						
Pila 2	Max			Esbeltez mecánica	Esbeltez límite	¿Pandeo?
	Nx	Mx sup	Mx inf			
t=0	52468.92	5411.52	73850.8	35	39.01	No
t=∞	47534.245	5411.52	73850.8	35	40.11	No
Pila 2	Min			Esbeltez mecánica	Esbeltez límite	¿Pandeo?
	Nx	Mx sup	Mx inf			
t=0	45778.32	-14136.34	-73847.63	35	40.55	No
t=∞	40843.645	-14136.34	-73847.63	35	41.95	No

Tabla 35. Comprobación a pandeo. Pila 2

### 6.6.2. Comprobación secciones de pila en ELU

A partir de los esfuerzos obtenidos del modelo del puente en CSiBridge para acciones variables, y el modelo del puente en SAP2000 para peso propio a tiempo cero y para tiempo infinito, se comprueban las secciones medias de las pilas 1 y 2 en Estado Límite Último. Para ello se utiliza la herramienta del prontuario informático de la EHE.

En la ilustración siguiente se muestra el armado tipo de una de las pilas en su sección media:

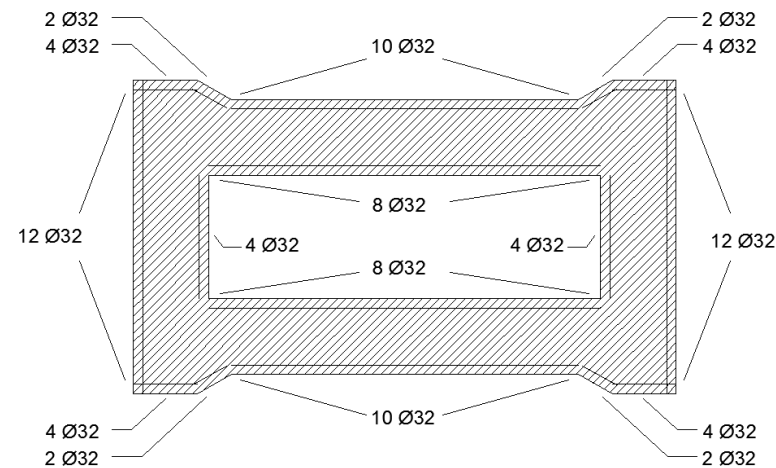


Ilustración 71. Armado tipo de pila

Se muestran a continuación las comprobaciones realizadas y el coeficiente de seguridad de cargas mayoradas (SCSM) obtenido en el mencionado programa.

SECCIÓN EN CABEZA				
Pila 1	Max			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	41438.9	372.57	6257.41	13.23
t=∞	37792.325	-644.455	6257.41	13.04
Pila 1	Min			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	34717.68	-71.11	-6255.55	13.77
t=∞	31071.105	-1088.135	-6255.55	11.25

SECCIÓN EN BASE				
Pila 1	Max			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	52479.32	21116.57	87181.09	1.83
t=∞	47348.96	20857.825	87181.09	1.75
Pila 1	Min			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	45758.1	-3341.41	-87177.89	1.89
t=∞	40627.74	-3600.155	-87177.89	1.76

Tabla 36. Comprobaciones Pila 1. Esfuerzos y resultados

SECCIÓN EN CABEZA				
Pila 2	Max			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	41428.5	108.06	5411.52	15.99
t=∞	37774.465	1108.06	5411.52	12.58
Pila 2	Min			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	34737.9	-240.37	-14136.34	6.07
t=∞	31083.865	759.63	-14136.34	6.01

SECCIÓN EN BASE				
Pila 2	Max			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	52468.92	5411.52	73850.8	2.37
t=∞	47534.245	5214.385	73850.8	2.25
Pila 2	Min			SCSM
	Nx	My	Mx	
t=0	45778.32	-14136	-73847.63	2.1
t=∞	40843.645	-14333.135	-73847.63	2

Tabla 37. Comprobaciones Pila 2. Esfuerzos y resultados



6.7. Cimentación en las pilas

6.7.1. Esfuerzos de cálculo

Los esfuerzos obtenidos con el modelo del puente en CSiBridge, para esfuerzos producidos por cargas variables, y el modelo del puente en SAP2000, para peso propio a corto y largo plazo, se muestran a continuación.

➤ Estado Límite de Servicio

ELS		Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	PILA 1
Peso propio+Carga muerta	max	27667.213	7.451E-10	98.891	-2.068E-09	-2343.0426	1.892E-08	
	min	26710.387	5.595E-10	96.101	-2.747E-09	-2466.6447	1.418E-08	
Sobrecarga (repartida + carro)	max	2544.099	59.078	19.404	105.447	557.0558	2341.1144	
	min	-230.997	-59.078	-12.572	-105.447	-859.81	-2341.1144	
Horizontales (frenado)	max	8.453	7.233E-08	117.828	6.316E-08	5220.968	3.045E-06	
	min	-8.453	-7.233E-08	-117.828	-6.316E-08	-5220.968	-3.045E-06	
Viento	max	0	1478.813	0.029	878.5645	0	56956.9974	
	min	-0.358	-1478.813	0	-878.5645	-1.2783	-56956.9974	
Temperatura	max	110.882	0.11000003	117.168	0.82100015	2774.9165	8.89910126	
	min	-159.252	-0.15300005	-62.625	-0.5864001	-5191.6914	-12.458802	
Efectos Reológicos		14.469	5.507E-08	-119.959	-1.827E-07	5315.3706	2.411E-06	

Tabla 38. Esfuerzos ELS sobre cimentación pila 1

ELS		Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	PILA 2
Peso propio+Carga muerta	max	27658.051	-2.966E-09	80.803	1.626E-08	-1543.6989	-1.173E-07	
	min	26703.225	-3.935E-09	78.58	1.225E-08	-1647.3081	-1.557E-07	
Sobrecarga (repartida + carro)	max	2533.317	64.338	12.464	138.7954	829.6538	2014.1979	
	min	-220.167	-64.338	-17.803	-138.7954	-580.8598	-2014.1979	
Horizontales (frenado)	max	16.091	1.142E-08	101.336	3.292E-07	4722.2796	1.954E-07	
	min	-16.091	-1.142E-08	-101.336	-3.292E-07	-4722.2796	-1.954E-07	
Viento	max	0	1050.673	0	1272.6643	0.8938	48213.7187	
	min	-0.357	-1050.673	-0.019	-1272.6643	0	-48213.7187	
Temperatura	max	113.089	0.10600003	31.034	0.59030006	2790.0661	8.80340144	
	min	-164.36	-0.14800005	-59.873	-0.82640009	-1446.1798	-12.3248023	
Efectos Reológicos		21.735	6.291E-08	59.159	1.141E-07	-2756.8185	2.759E-06	

Tabla 39. Esfuerzos ELS sobre cimentación pila 2

A partir de estos esfuerzos se obtienen las distintas combinaciones de acciones que se muestran a continuación, de acuerdo con los factores de simultaneidad de la IAP-11 en el artículo 6.1.2. de la tabla 6.1-a.

Pila 1	ELS-C	Peso propio + Carga muerta		Sobrecarga (repartida +)		Horizontales (frenado)		Viento		Temperatura		Efectos Reológicos
		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
A	Máx axil, Máx My	1	-	0.75	-	1	-	0.6	-	0.6	-	1
B	Mín axil, Máx My	-	1	-	0.75	1	-	0.6	-	0.6	-	1
C	Máx axil, Mín My	1	-	0.75	-	-	1	-	0.6	-	0.6	1
D	Mín axil, Mín My	-	1	-	0.75	-	1	-	0.6	-	0.6	1
E	Máx axil, Máx Mx	1	-	0.75	-	0	-	1	-	0.6	-	1
F	Mín axil, Máx Mx	-	1	-	0.75	-	0	1	-	-	0.6	1
G	Máx axil, Mín Mx	1	-	-	0.75	0	-	-	1	0.6	-	1
H	Mín axil, Mín Mx	-	1	-	0.75	-	0	-	1	-	0.6	1

Tabla 40. Coeficientes parciales utilizados. Combinaciones en ELS. Pila 1

Pila 2	ELS-C	Peso propio + Carga muerta		Sobrecarga (repartida + carro)		Horizontales (frenado)		Viento		Temperatura		Efectos Reológicos
		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
A	Máx axil, Máx My	1	-	0.75	-	1	-	0.6	-	0.6	-	1
B	Mín axil, Máx My	-	1	-	0.75	1	-	0.6	-	0.6	-	1
C	Máx axil, Mín My	1	-	0.75	-	-	1	-	0.6	-	0.6	1
D	Mín axil, Mín My	-	1	-	0.75	-	1	-	0.6	-	0.6	1
E	Máx axil, Máx Mx	1	-	0.75	-	0	-	1	-	0.6	-	1
F	Mín axil, Máx Mx	-	1	-	0.75	-	0	1	-	-	0.6	1
G	Máx axil, Mín Mx	1	-	-	0.75	0	-	-	1	0.6	-	1
H	Mín axil, Mín Mx	-	1	-	0.75	-	0	-	1	-	0.6	1

Tabla 41. Coeficientes parciales utilizados. Combinaciones en ELS. Pila 2

Atendiendo a los esfuerzos anteriormente mencionados para ELS y ELU, y las combinaciones realizadas para obtener aquellas más desfavorables, se muestran los esfuerzos resultantes para la pila 1 y la pila 2.

ELS	Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	PILA 1
A	29664.74	931.66	181.63	606.72	10276.04	35935.37	
B	26626.59	843.05	154.86	448.55	9089.79	32423.70	
C	29485.54	-843.07	-161.92	-448.41	-4946.63	-32425.84	
D	26447.39	-931.69	-188.69	-606.58	-6132.88	-35937.51	
E	29656.29	1523.19	63.81	958.14	5055.07	58718.17	
F	26456.06	1434.41	-70.83	799.13	-911.15	55193.69	
G	27574.61	-1523.06	39.80	-957.16	3991.14	-58707.49	
H	26455.70	-1523.21	-70.86	-958.00	-912.42	-58720.31	

Tabla 42. Esfuerzos combinados en ELS Pila 1



ELS	Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	
A	29663.72	678.72	269.27	868.05	2718.58	30444.16	P I L A  2
B	26643.78	582.21	244.34	659.86	1557.08	27422.86	
C	29464.85	-582.24	12.04	-660.00	-9268.26	-27424.98	
D	26444.91	-678.75	-12.88	-868.19	-10429.76	-30446.27	
E	29647.63	1098.99	167.93	1377.12	-2003.34	49729.65	
F	26461.22	1002.33	88.46	1168.07	-5706.59	46695.68	
G	27582.16	-1098.86	145.21	-1376.41	-3062.12	-49719.09	
H	26460.86	-1099.02	88.44	-1377.26	-5707.48	-49731.76	

Tabla 43. Esfuerzos combinados en ELS Pila 2

➤ Estado Límite Último

ELU		Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	
Peso propio+Carga muerta	max	27667.213	7.451E-10	98.891	-2.068E-09	-2343.0426	1.892E-08	P I L A  1
	min	26710.387	5.595E-10	96.101	-2.747E-09	-2466.6447	1.418E-08	
Sobrecarga (repartida + carro)	max	2544.099	59.078	19.404	105.447	557.0558	2341.1144	
	min	-230.997	-59.078	-12.572	-105.447	-859.81	-2341.1144	
Horizontales (frenado)	max	8.453	7.233E-08	117.828	6.316E-08	5220.968	3.045E-06	
	min	-8.453	-7.233E-08	-117.828	-6.316E-08	-5220.968	-3.045E-06	
Viento	max	0	1478.813	0.029	878.5645	0	56956.9974	
	min	-0.358	-1478.813	0	-878.5645	-1.2783	-56956.9974	
Temperatura	max	110.882	0.11000003	117.168	0.82100015	2774.9165	8.89910126	
	min	-159.252	-0.15300005	-62.625	-0.5864001	-5191.6914	-12.458802	
Efectos Reológicos		14.469	5.507E-08	-119.959	-1.827E-07	5315.3706	2.411E-06	

Tabla 44. Esfuerzos ELU sobre cimentación pila 1

ELU		Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	
Peso propio+Carga muerta	max	27658.051	-2.966E-09	80.803	1.626E-08	-1543.6989	-1.173E-07	P I L A  2
	min	26703.225	-3.935E-09	78.58	1.225E-08	-1647.3081	-1.557E-07	
Sobrecarga (repartida + carro)	max	2533.317	64.338	12.464	138.7954	829.6538	2014.1979	
	min	-220.167	-64.338	-17.803	-138.7954	-580.8598	-2014.1979	
Horizontales (frenado)	max	16.091	1.142E-08	101.336	3.292E-07	4722.2796	1.954E-07	
	min	-16.091	-1.142E-08	-101.336	-3.292E-07	-4722.2796	-1.954E-07	
Viento	max	0	1050.673	0	1272.6643	0.8938	48213.7187	
	min	-0.357	-1050.673	-0.019	-1272.6643	0	-48213.7187	
Temperatura	max	113.089	0.10600003	31.034	0.59030006	2790.0661	8.80340144	
	min	-164.36	-0.14800005	-59.873	-0.82640009	-1446.1798	-12.3248023	
Efectos Reológicos		21.735	6.291E-08	59.159	1.141E-07	-2756.8185	2.759E-06	

Tabla 45. Esfuerzos ELU sobre cimentación pila 2

A partir de estos esfuerzos se obtienen las distintas combinaciones de acciones que se muestran a continuación, de acuerdo con los factores de simultaneidad de la IAP-11 en el artículo 6.1.2. de la tabla 6.1-a.

	Pila 1	Peso propio + Carga muerta		Sobrecarga (repartida +)		Horizontales (frenado)		Viento		Temperatura		Efectos Reológicos
		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
A	Máx axil, Máx My	1.35	-	1.35	-	1.35	-	1.5	-	1.5	-	1.35
B	Mín axil, Máx My	-	1	-	0	1.35	-	0	-	1.5	-	1
C	Máx axil, Mín My	1.35	-	1.35	-	-	1.35	-	0	-	1.5	1.35
D	Mín axil, Mín My	-	1	-	1.35	-	1.35	-	1.5	-	1.5	1.35
E	Máx axil, Máx Mx	1.35	-	1.35	-	1.35	-	1.5	-	1.5	-	1.35
F	Mín axil, Máx Mx	-	1	-	0	-	1.35	1.5	-	-	1.5	1
G	Máx axil, Mín Mx	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	1.5	0	-	1.35
H	Mín axil, Mín Mx	-	1	-	1.35	-	1.35	-	1.5	-	1.5	1

Tabla 46. Coeficientes parciales utilizados. Combinaciones en ELU. Pila 1

	Pila 2	Peso propio + Carga muerta		Sobrecarga (repartida + carro)		Horizontales (frenado)		Viento		Temperatura		Efectos Reológicos
		max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	
A	Máx axil, Máx My	1	-	0.75	-	1	-	0.6	-	0.6	-	1
B	Mín axil, Máx My	-	1	-	0.75	1	-	0.6	-	0.6	-	1
C	Máx axil, Mín My	1	-	0.75	-	-	1	-	0.6	-	0.6	1
D	Mín axil, Mín My	-	1	-	0.75	-	1	-	0.6	-	0.6	1
E	Máx axil, Máx Mx	1	-	0.75	-	0	-	1	-	0.6	-	1
F	Mín axil, Máx Mx	-	1	-	0.75	-	0	1	-	-	0.6	1
G	Máx axil, Mín Mx	1	-	-	0.75	0	-	-	1	0.6	-	1
H	Mín axil, Mín Mx	-	1	-	0.75	-	0	-	1	-	0.6	1

Tabla 47. Coeficientes parciales utilizados. Combinaciones en ELU. Pila 2

Atendiendo a los esfuerzos anteriormente mencionados para ELS y ELU, y las combinaciones realizadas para obtener aquellas más desfavorables, se muestran los esfuerzos resultantes para la pila 1 y la pila 2.

ELU	Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	
A	40057.38	1390.85	221.14	898.21	14942.46	53639.69	P I L A  1
B	26836.06	0.10	240.66	0.74	12394.46	-2362.37	
C	39791.43	59.68	-224.23	106.24	-7144.17	2359.17	
D	26340.98	-1390.89	-294.00	-898.00	-7883.43	-53642.89	
E	40045.96	2278.13	96.70	1425.35	7074.09	87813.88	
F	26581.53	2218.08	-80.18	1317.32	-1823.80	85424.28	
G	37135.85	-2278.04	-41.17	-1424.61	3140.17	-87805.87	
H	26347.11	-2278.17	-92.95	-1425.14	-2696.27	-87817.09	

Tabla 48. Esfuerzos combinados en ELU Pila 1

ELU	Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	
A	40056.20	1010.84	338.02	1286.46	4461.56	45439.65	P I L A 2
B	26848.46	0.10	302.47	0.53	4482.01	7.92	
C	39763.05	65.01	10.88	139.79	-12642.31	2028.28	
D	26339.68	-1010.88	-50.29	-1286.67	-13633.77	-45442.81	
E	40034.47	1641.25	229.50	2050.06	-2453.27	74367.88	
F	26577.04	1575.88	83.85	1908.25	-5704.35	72309.49	
G	37144.26	-1641.15	170.89	-2049.53	-6393.82	-74359.95	
H	26353.58	-1641.28	65.80	-2050.27	-6293.81	-74371.05	

Tabla 49. Esfuerzos combinados en ELU Pila 2

### 6.7.2. Aspectos geotécnicos

Según la guía de cimentaciones en obras de carretera se deberán realizar para cimentaciones superficiales las comprobaciones de estabilidad global, hundimiento, deslizamiento, vuelco y rotura del elemento estructural de cimentación frente esfuerzos en Estado Límite de Servicio para combinación característica.

Atendiendo a los datos que el estudio geotécnico ofrece, el terreno sobre el cual se asienta las cimentaciones del segundo puente es de tipo T<sub>M3</sub> consistente en dolomías negras con calizas o calizo dolomías grises y ocres, con un RCS (resistencia a compresión simple) de 33,85 MPa.

➤ Seguridad frente al hundimiento:

En el apartado 4.5.3. de la GCOC habla de cimentaciones superficiales asentadas sobre roca.

Para rocas con un RCS inferior a 1MPa se deberá considerar analizarla frente a hundimiento como si se tratase de un suelo. No es el caso del terreno sobre el cual asienta la cimentación. Por lo tanto se debe calcular la presión vertical admisible para cada una de las combinaciones propuestas y compararla con la presión de servicio, no debiendo superarse esta última.

$$P_{v,adm} > P_{sv}$$

El cálculo de la presión de servicio se realiza tomando un área equivalente de la zapata atendiendo a los esfuerzos axiales y los momentos actuantes en cada eje.

$$P_{sv} = \frac{V'}{B' \cdot L'}$$

donde:

V' esfuerzo vertical actuante sobre la cimentación

B' ancho equivalente de la zapata

L' longitud equivalente de la zapata

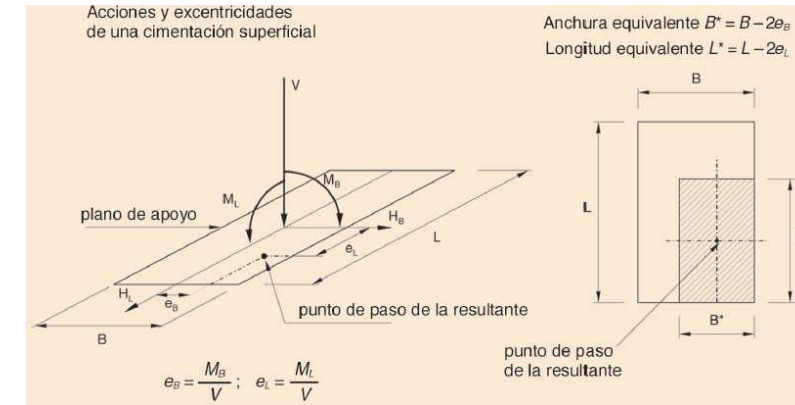


Ilustración 72. Área de apoyo equivalente en Estado Límite Último

La presión admisible se calcula de la siguiente manera:

$$P_{v,adm} = P_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{P_0}}$$

donde:

P<sub>0</sub> presión de referencia. Debiendo tomarse un valor de 1 MPa

α<sub>1</sub>, α<sub>2</sub>, α<sub>3</sub> parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

q<sub>u</sub> resistencia a compresión simple de la roca sana.

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}}$$

A falta de información específica respecto al parámetro anterior, la GCOC indica seguir la tabla 4.3 (ilustración inferior).

TABLA 4.3. VALORES DE α<sub>1</sub> SEGÚN EL TIPO DE ROCA

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	α <sub>1</sub>
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	<ul style="list-style-type: none"> <li>Calizas, dolomías y mármoles puros</li> <li>Calcarenitias de baja porosidad</li> </ul>	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Granitos, cuarcitas</li> <li>Andesitas, riolitas</li> <li>Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)</li> </ul>	0,8
3	Rocas sedimentarias (***) y algunas metamórficas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados</li> <li>Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada)</li> <li>Yesos</li> </ul>	0,6
4	Rocas poco soldadas	<ul style="list-style-type: none"> <li>Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados</li> <li>Margas</li> </ul>	0,4

Ilustración 73, Valores de α<sub>3</sub> según tipo de roca



En cuanto a  $\alpha_2$  la GCOC recomienda un valor de 0,7 para un grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada). Esto se supone así debido a que el estudio geotécnico proporcionado recomienda para un tipo de terreno TM3 que este sea saneado.

Para el cálculo de  $\alpha_3$ :

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}}$$

Se carece de información respecto a este último parámetro, no obstante, el anejo geotécnico proporciona un valor de la presión admisible para el tipo de terreno TM3 de 1,55 MPa, por lo que se estima  $\alpha_3$  en 0,4, resultando:

$$P_{v,adm} = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot \sqrt{\frac{33,85}{1}} = 1,55MPa$$

Obtenidos estos datos se muestran los resultados para las combinaciones realizadas:

Pila 1	¿Pvadm>Psv?	Psv (Mpa)	Pv (kN/m2)	X'	Y'	ex
A	Cumple	0.391	391.498	7.58	10	1.21
B	Cumple	0.352	351.991	7.56	10	1.22
C	Cumple	0.378	377.993	7.80	10	1.10
D	Cumple	0.363	363.172	7.28	10	1.36
E	Cumple	0.491	490.991	6.04	10	1.98
F	Cumple	0.454	453.985	5.83	10	2.09
G	Cumple	0.480	480.234	5.74	10	2.13
H	Cumple	0.476	475.749	5.56	10	2.22

Tabla 50. Comprobación a hundimiento. Pila 1

Pila 2	¿Pvadm>Psv?	Psv (Mpa)	Pv (kN/m2)	X'	Y'	ex
A	Cumple	0.37	373.25	7.95	10	1.03
B	Cumple	0.34	335.50	7.94	10	1.03
C	Cumple	0.36	362.04	8.14	10	0.93
D	Cumple	0.34	343.56	7.70	10	1.15
E	Cumple	0.45	446.15	6.65	10	1.68
F	Cumple	0.41	408.94	6.47	10	1.76
G	Cumple	0.43	431.32	6.39	10	1.80
H	Cumple	0.42	423.98	6.24	10	1.88

Tabla 51. Comprobación a hundimiento. Pila 2

➤ Seguridad frente al deslizamiento

Según el apartado 4.6 de la GCOC, "No será necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una

inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ( $tg\delta < 0.20$ )."

Es por ello por lo que a continuación se calcula el ángulo de inclinación de la resultante con la vertical para poder descartar esta comprobación. Se tendrá en cuenta la componente resultante de los esfuerzos horizontales en ambos ejes X e Y (obteniendo una componente más desfavorable con mayor inclinación).

	Pila 1	Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Resultante H	tg $\delta$	¿Cumple?
A	Máx axil, Máx My	29664.7385	931.6623	181.6312	949.20	0.03201	Si
B	Mín axil, Máx My	26626.5905	843.0453	154.8592	857.15	0.03220	Si
C	Máx axil, Mín My	29485.5373	-843.0711	-161.918	858.48	0.02912	Si
D	Mín axil, Mín My	26447.3893	-931.6881	-188.69	950.60	0.03596	Si
E	Máx axil, Máx Mx	29656.2855	1523.1875	63.8148	1524.52	0.05145	Si
F	Mín axil, Máx Mx	26456.0571	1434.4127	-70.833	1436.16	0.05434	Si
G	Máx axil, Mín Mx	27574.6055	-1523.0555	39.8038	1523.58	0.05531	Si
H	Mín axil, Mín Mx	26455.6991	-1523.2133	-70.862	1524.86	0.05770	Si

Tabla 52. Comprobación necesidad cálculo a deslizamiento. Pila 1

	Pila 2	Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Resultante H	tg $\delta$	¿Cumple?
A	Máx axil, Máx My	29663.7182	678.7209	269.2664	730.18	0.02462	Si
B	Mín axil, Máx My	26643.7792	582.2139	244.34315	631.41	0.02370	Si
C	Máx axil, Mín My	29464.8526	-582.2391	12.0388	582.36	0.01977	Si
D	Mín axil, Mín My	26444.9136	-678.7461	-12.88445	678.87	0.02568	Si
E	Máx axil, Máx Mx	29647.6272	1098.9901	167.9304	1111.75	0.03752	Si
F	Mín axil, Máx Mx	26461.2188	1002.3307	88.46295	1006.23	0.03804	Si
G	Máx axil, Mín Mx	27582.1572	-1098.8629	145.21115	1108.42	0.04021	Si
H	Mín axil, Mín Mx	26460.8618	-1099.0153	88.44395	1102.57	0.04169	Si

Tabla 53. Comprobación necesidad cálculo a deslizamiento. Pila 2

Dado que para todas las combinaciones cumplen, siendo la tangente de la resultante inferior a 0,20, no se comprueban los elementos a deslizamiento.

➤ Seguridad frente a vuelco:

Para la comprobación de inestabilidad frente al vuelco de cimentaciones superficiales se sigue el apartado 4.7. de la GCOC. En este se menciona la no necesidad de comprobar este fenómeno en pilas de puentes que satisfagan deslizamiento, hundimiento y paso por el núcleo central.

En el apartado anterior del presente trabajo se ha comprobado la seguridad frente al hundimiento cumpliendo para todas las combinaciones de esfuerzos propuestas. De igual manera, se ha comprobado que no es necesario el cálculo a deslizamiento. Sin embargo, y como se verá en siguientes apartados, para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables la cimentación superficial con las dimensiones consideradas despegan, por lo



que la condición de paso por el núcleo central se incumple. De modo que se procede al cálculo de seguridad frente a vuelco.

Para ello se obtendrá para cada combinación un factor de seguridad resultante de dividir los momentos estabilizadores entre los momentos volcadores sobre el vértice inferior de la zapata.

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

Dado que se tienen momentos actuantes en ambos ejes de la zapata, se realiza por separado para eje X y para eje Y. En la tabla siguiente se muestran los resultados.

Pila 1	SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO					
	Plano x			Plano y		
	Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad	Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad
A	171823.6923	10639.30015	16.14990552	171823.6923	37798.69831	4.54575686
B	156632.9523	9399.5047	16.66395808	156632.9523	34109.79271	4.59202299
C	170927.6863	5270.46597	32.43122851	170927.6863	34111.98012	5.01078171
D	155736.9463	6510.26142	23.92176538	155736.9463	37800.88572	4.1199285
E	171781.4273	5182.69935	33.14516541	171781.4273	61764.54766	2.78123023
F	155780.2853	1052.81244	147.9658478	155780.2853	58062.51172	2.68297531
G	161373.0273	4070.7497	39.64209031	161373.0273	61753.60474	2.61317583
H	155778.4953	1054.14874	147.7765797	155778.4953	61766.73508	2.52204516

Tabla 54. Comprobación frente a vuelco. Pila 1

Pila 2	SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO					
	Plano x			Plano y		
	Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad	Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad
A	171818.5908	3257.11129	52.751833	171818.5908	31801.60349	5.4028279
B	156718.8958	2045.77039	76.6062978	156718.8958	28587.29264	5.48211745
C	170824.2628	9292.34213	18.3833376	170824.2628	28589.45587	5.97507919
D	155724.5678	10455.52783	14.8939939	155724.5678	31803.76672	4.896419
E	171738.1358	2339.20439	73.4173279	171738.1358	51927.62937	3.30725931
F	155806.0938	5883.51143	26.4818205	155806.0938	48700.3368	3.19928165
G	161410.7858	3352.54489	48.1457493	161410.7858	51916.81088	3.10902737
H	155804.3088	5884.36723	26.4776658	155804.3088	51929.7926	3.00028752

Tabla 55. Comprobación frente a vuelco. Pila 2

Los coeficientes de seguridad obtenidos deberán satisfacer los mínimos que recomienda la GCOC de la tabla 4.9 (tabla 54). En este caso se escoge por seguridad frente vuelco rígido dado que no se retranquea el eje de giro de la zapata, siendo por tanto más exigente este mínimo.

TABLA 4.9. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Tabla 56. Coeficientes de seguridad mínimos para cimentaciones superficiales

Para el correcto dimensionamiento de las cimentaciones de las pilas primero se realizan combinaciones de los esfuerzos obtenidos en los modelos de cálculo para así obtener aquellas más desfavorables y sus esfuerzos concomitantes.

### 6.7.3. Aspectos estructurales

#### ➤ Dimensionamiento armado cimentación Pila 1

Con los esfuerzos señalados en el apartado anterior 6.7.2 se procede a realizar el dimensionamiento de las cimentaciones de las pilas 1 y 2.

Se propone de partida zapatas rectangulares de dimensiones (ancho x largo x canto) 10mx10mx2m, dado que la base de la pila con menor superficie es de 5,50 metros. Cabe mencionar que se han tanteado otras dimensiones previamente para llegar a unos esfuerzos admisibles para armar la pieza.

Previamente se tanteó unas dimensiones de 8x8x1,4 m que proporcionaban esfuerzos demasiado altos y no permitía dimensionar correctamente la armadura.

Dadas las combinaciones de esfuerzos anteriormente desarrollados, y para cada una de las combinaciones, se calcula las tensiones que estos producen sobre el terreno y los esfuerzos a los que la zapata se ve sometida y que deberán ser resistidos.

Mediante diagrama de interacción en Estado Límite Último se obtienen los esfuerzos de rotura a axil y el momento de rotura del elemento analizado.

Se obtienen las cuantías necesarias por flexión y los mínimos. Se obtiene el momento de fisuración de cada dovela y en caso de fisurar se obtiene la apertura de fisura.

Los esfuerzos actuantes a flexión sobre la zapata, en la dirección que corresponda, se obtienen sobre una sección situada a **0,15-a** hacia el interior de la cara de la pila, siendo a el ancho de pila (ilustración 74).

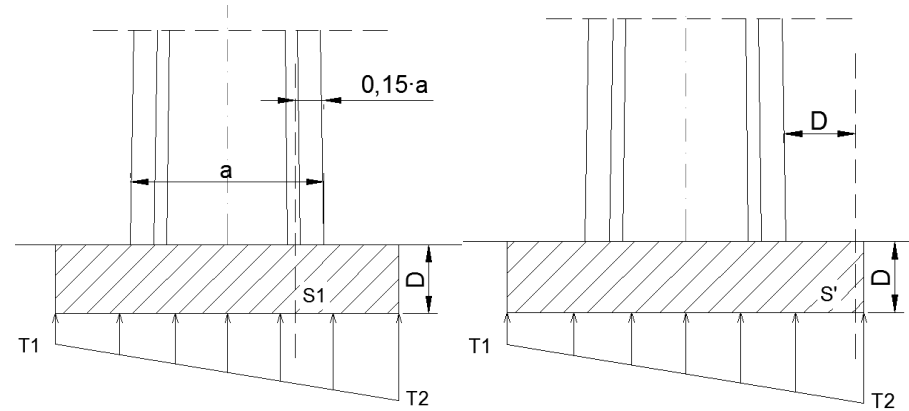


Ilustración 74. Esquema secciones consideradas en cimentaciones

En la tabla siguiente se muestra en resumen los esfuerzos a resistir por la zapata debidos a esfuerzo axial y momento en su eje Y. En el apéndice correspondiente se muestran los cálculos parciales.σ

Pila 1. My	ELU			ELS (cuasipermanente;característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	52.99	2635.50	613.27	35.50	1942.63	448.46
B	0.00	1687.68	396.61	32.12	1706.31	394.35
C	2.27	2540.81	553.13	-32.12	1911.06	407.40
D	-52.99	1631.79	356.70	-35.50	1713.11	370.37
E	86.80	2473.63	556.45	58.03	1835.05	410.74
F	84.51	1413.76	316.68	54.65	1539.15	332.90
G	-86.79	2372.39	484.47	-58.03	1782.82	371.86
H	-86.80	1582.16	319.44	-58.03	1651.83	332.90

Tabla 57. Esfuerzos en ELU y ELS. Pila 1 My

La pieza se dimensiona a flexión en estado límite último y se comprueba tanto si se cumple con la cuantía mínima por geometría y mecánicos.

Así mismo, se comprueba si el Momento de fisuración de la pieza es rebasado por el Momento característico de estado límite de servicio. Si es así se comprueba que la abertura de fisura no sobrepasa el máximo permitido por la norma. La apertura queda definida por el ambiente del hormigón, siendo este IIa para elementos en contacto constante con el agua. De esta manera la apertura se limita a 0,3 mm según la instrucción EHE-08.

De esta forma, siguiendo las indicaciones de la instrucción EHE-08 y con la ayuda de hoja Excel, se obtienen los siguientes resultados para el eje Y:

Pila 1. My	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante?
	Mecánica	Geométrica	Fisuración		As cálculo(m2)	As propuesta (m2)	Nº redondos	φ (mm)	
A	2.46E-03	1.80E-03	3.95E-03	0.282	4.60E-03	6.43E-03	8	32	Si
B	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.97E-03	5.63E-03	7	32	Si
C	2.46E-03	1.80E-03	4.02E-03	0.275	4.40E-03	6.43E-03	8	32	Si
D	2.46E-03	1.80E-03	3.94E-03	0.288	3.94E-03	5.63E-03	7	32	Si
E	2.46E-03	1.80E-03	4.19E-03	0.261	4.22E-03	6.43E-03	8	32	Si
F	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.46E-03	5.63E-03	7	32	Si
G	2.46E-03	1.80E-03	4.31E-03	0.250	4.31E-03	6.43E-03	8	32	Si
H	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.77E-03	5.63E-03	7	32	Si

Tabla 58. Armadura pasiva. Pila 1 My.

Siendo la resistencia de cálculo a cortante de la pieza de 725.15 kN y el momento de fisuración de 1709.98 kN·m, para todos los casos.

Se comprueba además la limitación de tensiones en estado límite de servicio, donde para evitar fisuras por compresión la instrucción EHE-08 limita la tensión máxima del hormigón en 0,6·fck. Para un fck de 25 MPa usado en zapatas la tensión máxima es de 15 MPa.

Se limita la tensión de la armadura más traccionada en -0,8·fyk. Para un acero B-500SD, la máxima tensión es de -400 MPa.

ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES								
Pila 1. My	A	B	C	D	E	F	G	H
σcmáx (MPa)	6.09	5.66	5.99	5.68	5.75	5.11	5.59	5.48
σsmáx (MPa)	168.66	168.65	165.91	169.32	159.32	152.13	154.78	163.26

Tabla 59. Limitación de tensiones en ELS. Pila 1 My

Por lo tanto la armadura que deberá disponerse en el eje Y son 8 barras por metro de 32 mm de diámetro.

Los esfuerzos obtenidos en el eje X son los que se muestran a continuación:

Pila 1. Mx	ELU			ELS (cuasipermanente;característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	6.80	2424.24	231.36	5.59	1735.56	210.34
B	7.40	998.25	32.18	4.76	1537.94	187.09
C	-6.89	1625.00	90.47	-4.98	1682.88	199.96
D	-9.04	1880.52	175.92	-5.80	1594.87	195.86
E	2.97	3182.16	339.93	1.96	2174.84	274.92
F	-2.47	3337.83	358.68	-2.18	1998.16	252.60
G	-1.27	3143.59	334.58	1.22	2123.01	268.43
H	-2.86	3564.29	386.90	-2.18	2104.50	265.73

Tabla 60. Esfuerzos en ELU y ELS. Pila 1 Mx





Obteniéndose así mismo las siguientes cuantías de armadura:

Pila 1. Mx	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante?
	Mecánica	Geométrica	Fisuración		As cálculo(m2)	As propuesta (m2)	Nº redondos	φ (mm)	
A	2.46E-03	1.80E-03	3.89E-03	0.293	3.89E-03	5.63E-03	7	32	Si
B	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.46E-03	2.95E-03	6	25	Si
C	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.46E-03	2.95E-03	6	25	Si
D	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.71E-03	2.95E-03	6	25	Si
E	2.46E-03	1.80E-03	3.96E-03	0.276	4.72E-03	7.24E-03	9	32	Si
F	2.46E-03	1.80E-03	3.84E-03	0.292	4.97E-03	6.43E-03	8	32	Si
G	2.46E-03	1.80E-03	4.21E-03	0.280	4.67E-03	7.54E-03	6	40	Si
H	2.46E-03	1.80E-03	4.09E-03	0.265	5.32E-03	7.24E-03	9	32	Si

Tabla 61. Armadura pasiva. Pila 1 Mx

Cumpléndose las tensiones máximas en ELS:

ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES								
Pila 1. Mx	A	B	C	D	E	F	G	H
σ <sub>máx</sub> (MPa)	5.76	6.74	7.37	6.99	6.49	6.27	6.25	6.28
σ <sub>smáx</sub> (MPa)	171.54	285.45	312.35	296.01	168.44	173.48	158.40	162.99

Tabla 62. Limitación de tensiones ELS. Pila 1 Mx

Por lo que la armadura que deberá disponerse en el eje X son 9 barras por metro de 32 mm de diámetro.

➤ Dimensionamiento armado Pila 2

Se procede de la misma forma que la pila 1 para el cálculo del armado de la zapata superficial. Se parte de unas dimensiones propuestas de 10x10x2 m atendiendo a las dimensiones de la pila 2 en su arranque.

La resistencia de cálculo a cortante de la pieza es de 725.15 kN y el momento de fisuración de 1709.98 kN·m, para todos los casos.

Se comprueba además la limitación de tensiones en estado límite de servicio, donde para evitar fisuras por compresión la instrucción EHE-08 limita la tensión máxima del hormigón en 0,6·f<sub>ck</sub>. Para un f<sub>ck</sub> de 25 MPa usado en zapatas la tensión máxima es de 15 MPa.

Se limita la tensión de la armadura más traccionada en -0,8·f<sub>yk</sub>. Para un acero B-500SD, la máxima tensión es de -400 MPa.

Los esfuerzos obtenidos en el eje Y son los que se muestran a continuación:

Pila 2. My	ELU			ELS (cuasipermanente;característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	38.51	2480.41	537.79	25.86	1829.98	394.03
B	0.00	1560.63	339.82	22.18	1595.69	340.37
C	2.48	2627.46	592.30	-22.18	1969.51	438.20
D	-38.51	1710.21	398.08	-25.86	1772.78	401.27
E	62.53	2422.34	523.01	41.87	1801.24	388.64
F	60.04	1500.66	344.55	38.19	1633.53	367.51
G	-62.53	2401.35	508.02	-41.87	1752.18	365.28
H	-62.53	1616.54	345.44	-41.87	1713.58	367.51

Tabla 63. Esfuerzos en ELU y ELS. Pila 2 My

Obteniéndose así mismo las siguientes cuantías de armadura:

Pila 2. My	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante?
	Geométrica	Mecánica	Fisuración		As cálculo(m2)	As propuesta	Nº redondos	φ (mm)	
A	2.46E-03	1.80E-03	4.20E-03	0.260	4.24E-03	6.43E-03	8	32	Si
B	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.68E-03	2.95E-03	6	25	Si
C	2.46E-03	1.80E-03	3.90E-03	0.287	3.90E-03	6.43E-03	8	32	Si
D	2.46E-03	1.80E-03	4.33E-03	0.249	4.33E-03	6.43E-03	8	32	Si
E	2.46E-03	1.80E-03	4.26E-03	0.254	4.26E-03	6.43E-03	8	32	Si
F	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.55E-03	2.95E-03	6	25	Si
G	2.46E-03	1.80E-03	3.85E-03	0.297	4.19E-03	5.63E-03	7	32	Si
H	2.46E-03	1.80E-03	3.94E-03	0.288	3.94E-03	5.63E-03	7	32	Si

Tabla 64. Armadura pasiva. Pila 2 My

Cumpléndose las tensiones máximas en ELS:

ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES								
Pila 2. My	A	B	C	D	E	F	G	H
σ <sub>máx</sub> (MPa)	5.74	6.99	6.18	5.56	5.65	7.16	5.81	5.68
σ <sub>smáx</sub> (MPa)	158.88	296.16	170.99	153.91	156.38	303.19	173.18	169.37

Tabla 65. Limitación de tensiones ELS. Pila 2 My

Por lo que la armadura que deberá disponerse en el eje X son 8 barras por metro de 32 mm de diámetro.

Los esfuerzos obtenidos en el eje X son los que se muestran a continuación:



Pila 2. Mx	ELU			ELS (cuasipermanente; característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	10.39	2251.53	208.99	8.28	1619.59	146.01
B	9.30	960.18	25.66	7.51	1433.16	124.18
C	0.33	1609.43	89.29	0.37	1573.71	136.88
D	-1.55	1626.16	147.33	-0.40	1476.12	131.53
E	7.06	2741.41	288.94	5.16	1907.70	198.53
F	2.58	2487.55	256.39	2.72	1732.11	176.09
G	5.26	2659.29	278.36	4.47	1837.45	189.59
H	2.02	2593.32	269.64	2.72	1804.06	185.16

Tabla 66. Esfuerzos en ELU y ELS. Pila 2 Mx

Obteniéndose así mismo las siguientes cuantías de armadura:

Pila 2. Mx	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante?
	Geométrica	Mecánica	Fisuración		As cálculo(m2)	As propuesta (m2)	Nº redondos	φ (mm)	
A	2.46E-03	1.80E-03	-	-	3.23E-03	3.44E-03	7	25	Si
B	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.46E-03	3.44E-03	7	25	Si
C	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.46E-03	3.44E-03	7	25	Si
D	2.46E-03	1.80E-03	-	-	2.46E-03	3.44E-03	7	25	Si
E	2.46E-03	1.80E-03	4.03E-03	0.275	4.04E-03	6.43E-03	8	32	Si
F	2.46E-03	1.80E-03	3.90E-03	0.293	3.90E-03	5.63E-03	7	32	Si
G	2.46E-03	1.80E-03	4.18E-03	0.261	4.18E-03	6.43E-03	8	32	Si
H	2.46E-03	1.80E-03	4.26E-03	0.255	4.26E-03	6.43E-03	8	32	Si

Tabla 67. Armadura pasiva. Pila 2 Mx

Cumpliendo las tensiones máximas en ELS:

ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES									
Pila 2. Mx	A	B	C	D	E	F	G	H	
σ <sub>máx</sub> (MPa)	6.63	6.28	6.90	6.47	5.98	5.75	5.76	5.66	
σ <sub>máx</sub> (MPa)	258.53	266.00	292.09	273.97	165.62	171.20	159.52	156.63	

Tabla 68. Limitación de tensiones ELS. Pila 2 Mx

Por lo que la armadura que deberá disponerse en el eje X son 8 barras por metro de 32 mm de diámetro.

## 6.8. Estribos

### 6.8.1. Estribo 1

El estribo 1 se sitúa en el PK 3+533.96. Este tiene una altura total desde cota de cimentación de 6,64 metros asentándose sobre terreno Q<sub>A</sub> (depósitos aluviales. Gravas y arenas).

Para la modelización del elemento en el programa CYPE, se asemeja el estribo a una zapata corrida con una altura equivalente a la distancia entre la zapata y el neopreno, modelizando el murete de guarda mediante un conjunto de fuerzas actuantes en cabeza del muro.

Tras el estribo se coloca un relleno de tierra suelta sin cohesión con las siguientes características:

- Cohesión: 0
- Peso específico:  $20 \text{ KN}/\text{m}^3$
- Ángulo de rozamiento =  $30^\circ$

Los datos proporcionados por la campaña geotécnica proporcionan al terreno sobre el que se sitúa el estribo una tensión admisible de 359,4 Kpa a una distancia de soterramiento de 5 m

Esta distancia de soterramiento se ha obtenido teniendo en cuenta el perfil transversal del terreno a la altura del estribo, considerando que en toda su longitud, este quede suficientemente enterrado.

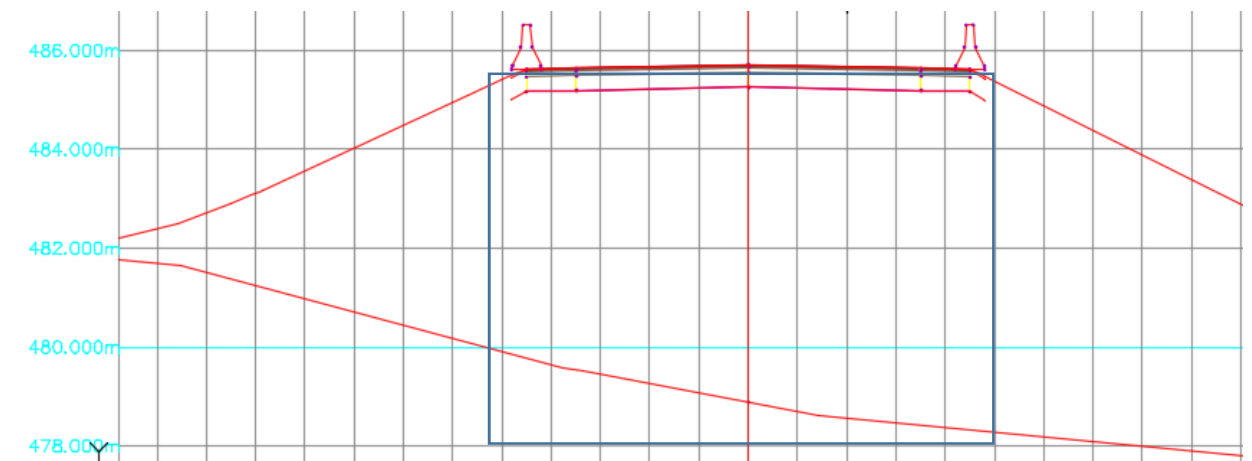


Ilustración 75. Cálculo de la distancia de soterramiento, estribo 1

- Esfuerzos transmitidos:

Dada la geometría y las cargas soportadas por dicho elementos se asemeja a un conjunto de fuerzas:

El peso propio se toma como el área del murete de guarda por el peso específico del hormigón armado:

$$2,3381 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ KN}/\text{m}^3 = 58.295 \text{ KN}/\text{m}$$



Este peso propio genera un momento negativo considerando la distancia al centro de gravedad del **murete** de 1,308 KN·m.

$$58,295 \cdot (-1,308) = -76,4134 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El empuje de tierras en el trasdós del muro se toma como

$$E = \gamma \cdot z^2 \cdot K_a$$

Siendo  $K_a$  el coeficiente de empuje activo de valor para las características mencionadas.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30)}{1 + \text{sen}(30)} = 0.33$$

Y por lo tanto:

$$E = 20 \cdot 2,71^2 \cdot 0,33 = 73,441$$

Este esfuerzo también produce un momento positivo con una distancia equivalente a un tercio de la altura del **murete**:

$$73,441 \cdot (2,71/3) = 66,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Con lo que finalmente queda un momento con valor:

$$-76,4134 + 66,34 = -10,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Los esfuerzos transmitidos por los neoprenos se consideran repartidos uniformemente por metro longitudinal en la zapata.

Los esfuerzos transmitidos por los neoprenos se consideran repartidos uniformemente por metro longitudinal en la zapata.

En el caso del estribo 1 los esfuerzos a considerar son aquellos más desfavorables frente a las diferentes comprobaciones de hundimiento y deslizamiento del muro, englobando de este modo al resto de combinaciones. Para la obtención de estos valores máximos y mínimos se ha tenido en cuenta lo especificado en el apartado 3.6. Combinación de acciones.

Los esfuerzos obtenidos a partir del modelo del puente en CSiBridge y SAP2000 son los siguientes:

ELS		Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	
<b>Peso propio+Carga muerta</b>	max	2639.1	0.01	14.49	0	0	0	E S
	min	2490.1	-0.01	10.93	0	0	0	
<b>Sobrecarga (repartida + carro)</b>	max	3517.5	34.14	21.40	0	0	0	T R
	min	-1686.8	-34.14	-9.00	0	0	0	
<b>Horizontales (frenado)</b>	max	24.7	0.02	282.54	0	0	0	I B
	min	-24.7	-0.02	-282.54	0	0	0	
<b>Viento</b>	max	4186.7	492.26	14.93	0	0	0	O
	min	-4186.0	-492.26	-14.79	0	0	0	
<b>Temperatura</b>	max	177.5	11.19	519.79	0	0	0	1
	min	-120.0	-11.04	-291.93	0	0	0	
<b>Efectos Reológicos</b>		-34.5	0.00	-559.20	0	0	0	

Tabla 69. Esfuerzos en ELS. Estribo 1

Estribo 1	Axil	Fx	Torsor	My	Mx
Máx axil y Máx cortante (máx)	9549.8	21.8	0	0	0
Mín axil y Máx cortante (deslizamiento)	-1129.8	230.3	0	0	0
Máx axil y Mín cortante (hundimiento)	9371.3	-465.2	0	0	0
Mín axil y Mín cortante (mín)	-3053.7	-521.3	0	0	0

Tabla 70. Combinación de esfuerzos en ELS. Estribo 1

Con estos datos se modela un elemento que debe resistir en tres fases.

- Recién construido, fase en la que el puente todavía no ha alcanzado en el estribo y por lo tanto este debe soportar por sí mismo el empuje de tierras. No hay más cargas en cabeza que las calculadas anteriormente
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable a hundimiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable al deslizamiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.

Lateralmente se disponen dos muros de vuelta formando 90° con el muro del estribo, formando un estribo cerrado en forma de cajón.

Estos muros tienen una longitud mínima el talón necesario para el sostenimiento del estribo. Se disponen también, en caso de necesidad alteas superior de un modo tal que el cono de tierras que se origina tras ellas, con una pendiente 3H:2V alcance el pite del estribo.

Para el cálculo del se modela teniendo en cuenta la sobrecarga de tráfico del trasdós (10 KN/m<sup>2</sup>). En cabeza por tanto aparece una sobrecarga distribuida que tiene en cuenta el espesor de tierra de altura equivalente al murete de guarda y el tráfico.

$$10 \frac{kN}{m^2} + 20 \frac{kN}{m^3} \cdot 2,71 m = 64,2 kN/m^2$$

No se consideran esfuerzos en cabeza, sin embargo, la altura mayor que la del muro frontal del estribo, pues se incluyen los 2,7 metros del murete de guarda hasta el pavimento.

Los resultados parciales del armado y comprobación de estabilidad de estos elementos pueden consultarse en el apéndice X.

El dimensionamiento del muro del estribo queda:

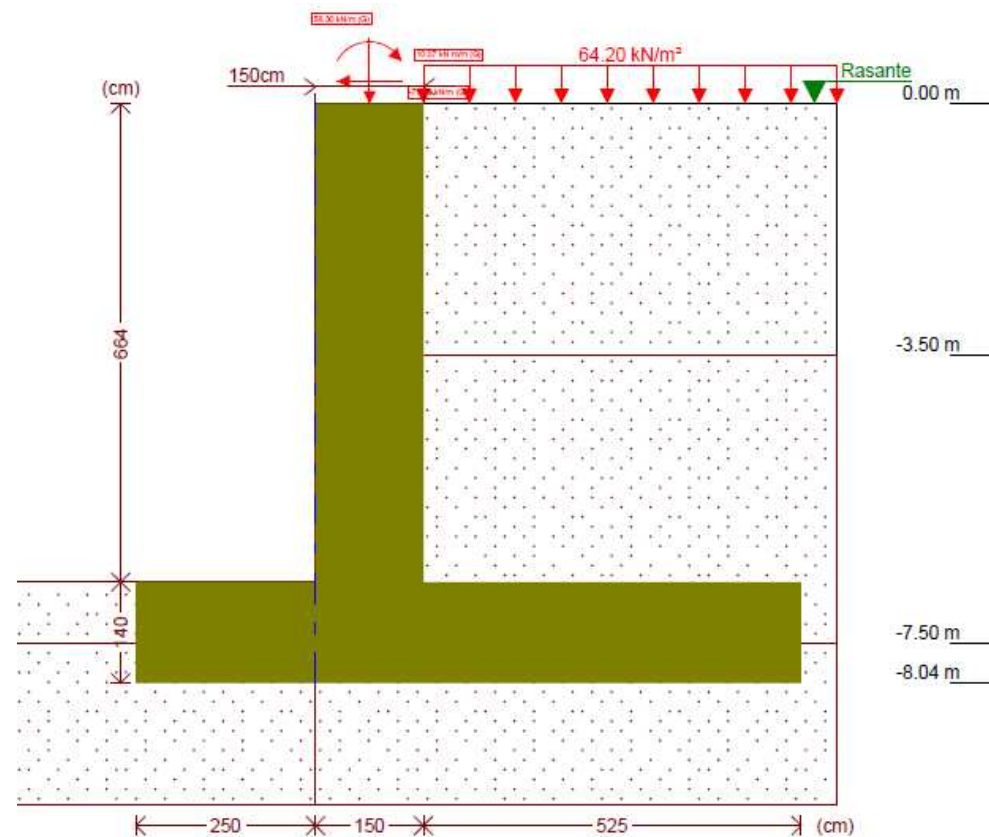


Ilustración 76. Alzado de estribo 1

La definición del armado resulta como se indica en la ilustración 77:

CORONACIÓN					
Armadura superior / 4Ø20: inferior / 4Ø20					
Estribos: Ø20c/30					
Canto viga: 136.4 cm					
Anclaje intradós / trasdós: 100 / 138 cm					
TRAMOS					
Núm.	Intradós		Trasdós		
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
1	Ø20c/30 Solape: 0.5 m	Ø20c/30	Ø32c/20 Solape: 2.5 m	Ø20c/15	
ZAPATA					
Armadura	Longitudinal	Transversal			
Superior	Ø20c/10	Ø32c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 115 cm			
Inferior	Ø20c/10	Ø32c/15			
Longitud de pata en arranque: 30 cm					
Comprobación de estabilidad: Valor introducido por el usuario.					
- Coeficiente de seguridad al vuelco:				Mínimo: 2 Calculado: 3.29	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:				Mínimo: 1.5 Calculado: 2.08	Cumple

Ilustración 77. Definición de armado y coeficientes de seguridad

En el caso de los muros de vuelta el dimensionamiento del muro queda:

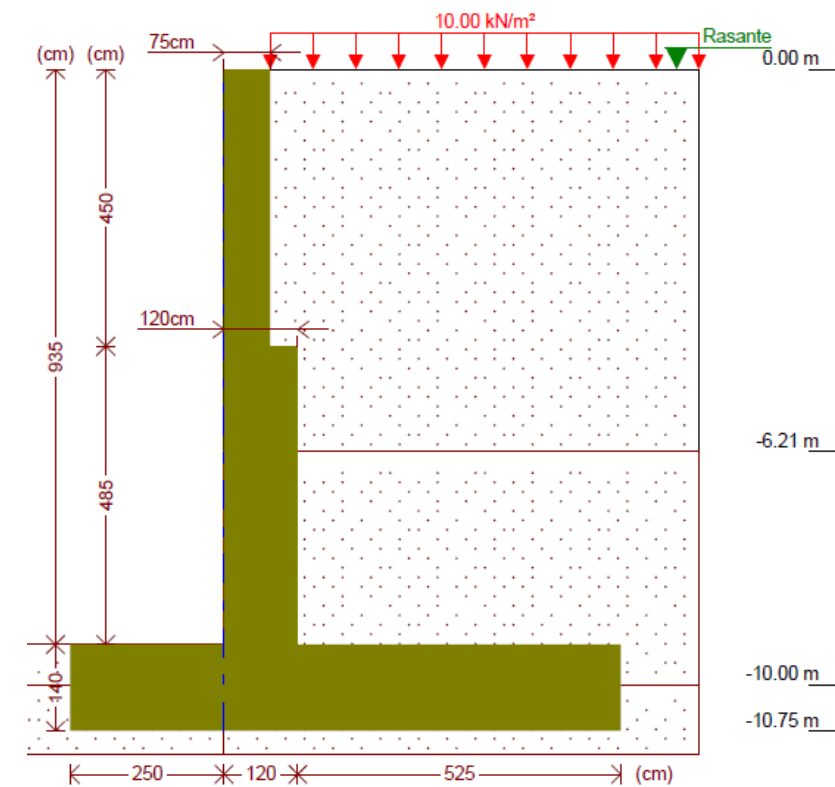


Ilustración 78. Alzado del muro de vuelta en el estribo 1

Y la definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior: 3Ø20				
Anclaje intradós / trasdós: 41 / 65 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø20c/30 Solape: 0.5 m	Ø20c/30	Ø20c/15 Solape: 1 m	Ø20c/30
2	Ø20c/30 Solape: 0.5 m	Ø20c/30	Ø20c/10 Solape: 2.46 m	Ø20c/30
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø20c/15	Ø32c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 115 cm		
Inferior	Ø20c/15	Ø32c/15		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 6.55	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 3.05	Cumple

Ilustración 79. Definición del armado y coeficientes de seguridad en el muro de vuelta, estribo 1

Se plantean sendas aletas superiores en los laterales del estribo y en prolongación al muro en vuelta para la contención de tierras y retrasar así el cono de derrame.

Para el cálculo de estas se modelizan como una viga de ancho medio y empotradas en el muro, dicho empalme con el muro debe resistir la flexión del empuje del trasdós.

El cálculo a flexión en empotramiento es el que sigue:

- o Altura media de la aleta: 2,16 m
- o Largo aleta: 5 m
- o El ancho de la sección en empotramiento: 0,4 m (se podría realizar con 75 cm pero esta se reduce).
- o Empuje (a lo largo de 5 metros):

$$E = 20 \cdot 0,33 \cdot 2,16 \cdot 2,16 = 30,8 \frac{kN}{m}$$

- o Cortante:

$$V = 5 \cdot 30,8 = 153,96 \text{ kN}$$

- o Momento:

$$M = 153,96 \cdot 2,5 = 384,91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Con la ayuda del Prontuario informático del hormigón 3.1 calculamos la resistencia de la sección de empotramiento. Para el cálculo del armado se ha considerado que la armadura resistente a flexión es la continuación de la armadura longitudinal del muro en el tramo 3. Calculada en este mismo apartado.

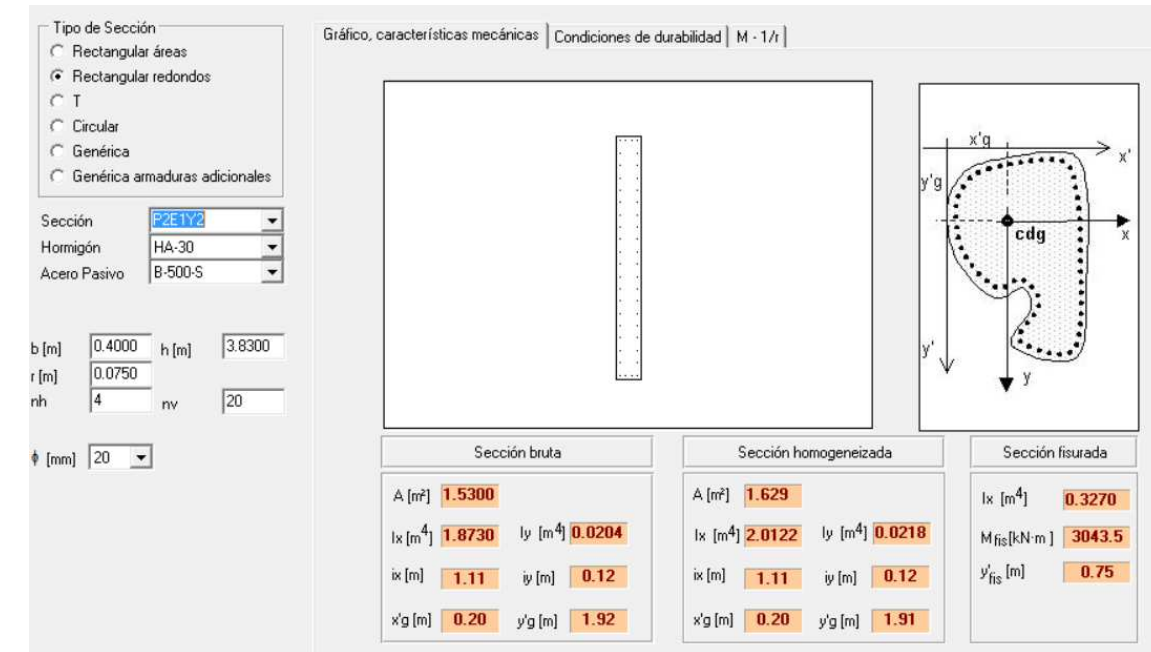


Ilustración 80. Características en la sección de empotramiento.

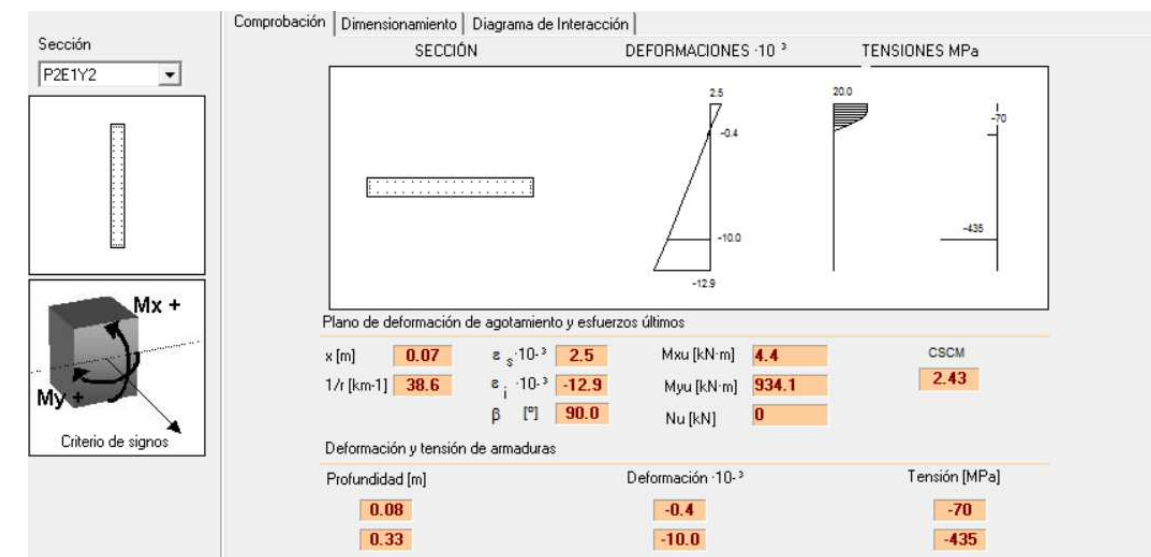


Ilustración 81. Cálculo de la resistencia del esfuerzo flector.

### 6.8.2. Estribo 2

El estribo 1 se sitúa en el PK 3+738,56. Este tiene una altura total desde cota de cimentación de 6,64 metros asentándose sobre terreno TM<sub>3</sub> (Dolomías negras con calizas o calizo-dolomías grises y ocres).

Para la modelización del elemento en el programa CYPE, se asemeja el estribo a una zapata corrida con una altura equivalente a la distancia entre la zapata y el neopreno, modelizando el murete de guarda mediante un conjunto de fuerzas actuantes en cabeza del muro.



Tras el estribo se coloca un relleno de tierra suelta sin cohesión con las siguientes características:

- Cohesión: 0
- Peso específico:  $20 \text{ KN}/\text{m}^3$
- Ángulo de rozamiento =  $30^\circ$

Los datos proporcionados por la campaña geotécnica proporcionan al terreno sobre el que se sitúa el estribo una tensión admisible de 359,4 Kpa a una distancia de soterramiento de 5 m

Esta distancia de soterramiento se ha obtenido teniendo en cuenta el perfil transversal del terreno a la altura del estribo, considerando que en toda su longitud, este quede suficientemente enterrado.

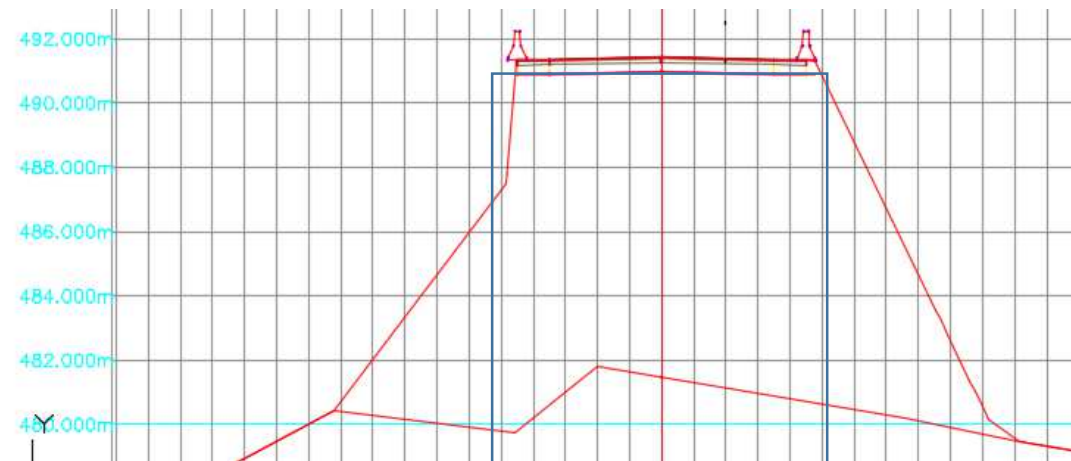


Ilustración 82. Cálculo de la distancia de soterramiento, estribo 1

- Esfuerzos transmitidos:

Dada la geometría y las cargas soportadas por dicho elementos se asemeja a un conjunto de fuerzas:

El peso propio se toma como el área del murete de guarda por el peso específico del hormigón armado:

$$2,3381 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ KN}/\text{m}^3 = 58.295 \text{ KN}/\text{m}$$

Este peso propio genera un momento negativo considerando la distancia al centro de gravedad del **murete** de 1,308 KN·m.

$$58,295 \cdot (-1,308) = -76,4134 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El empuje de tierras en el trasdós del muro se toma como

$$E = \gamma \cdot z^2 \cdot K_a$$

Siendo  $K_a$  el coeficiente de empuje activo de valor para las características mencionadas.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30)}{1 + \text{sen}(30)} = 0.33$$

Y por lo tanto:

$$E = 20 \cdot 2,71^2 \cdot 0,33 = 73,441$$

Este esfuerzo también produce un momento positivo con una distancia equivalente a un tercio de la altura del **murete**:

$$73,441 \cdot (2,71/3) = 66,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Con lo que finalmente queda un momento con valor:

$$-76,4134 + 66,34 = -10,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Los esfuerzos transmitidos por los neoprenos se consideran repartidos uniformemente por metro longitudinal en la zapata.

Los esfuerzos transmitidos por los neoprenos se consideran repartidos uniformemente por metro longitudinal en la zapata.

En el caso del estribo 1 los esfuerzos a considerar son aquellos más desfavorables frente a las diferentes comprobaciones de hundimiento y deslizamiento del muro, englobando de este modo al resto de combinaciones. Para la obtención de estos valores máximos y mínimos se ha tenido en cuenta lo especificado en el apartado 3.6. Combinación de acciones.

Los esfuerzos obtenidos a partir del modelo del puente en CSiBridge y SAP2000 son los siguientes:

ELS		Axil (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Torsor (kN·m)	My (kN·m)	Mx (kN·m)	
Peso propio+Carga muerta	max	2641.97	0.02	-12.66	0	0	0	E S
	min	2492.18	-0.02	-16.80	0	0	0	
Sobrecarga (repartida + carro)	max	3610.00	38.40	9.30	0	0	0	T R
	min	-1702.40	-38.40	-24.01	0	0	0	
Horizontales (frenado)	max	7.74	0.03	400.58	0	0	0	I B
	min	-7.74	-0.03	-400.58	0	0	0	
Viento	max	3917.81	541.35	24.88	0	0	0	O
	min	-3917.10	-541.35	-25.04	0	0	0	
Temperatura	max	146.07	15.70	323.67	0	0	0	2
	min	-104.01	-15.55	-577.09	0	0	0	
Efectos Reológicos		-34.53	0.00	-559.20	0	0	0	

Tabla 71. Esfuerzos ELS. Estribo 2

Estribo 2	Axil	Fx	Torsor	My	Mx
Máx axil y Máx cortante (máx)	9334.201	-122.12	0	0	0
Mín axil y Máx cortante (deslizamiento)	-1009.527	99.212	0	0	0
Máx axil y Mín cortante (hundimiento)	9184.154	-662.58	0	0	0
Mín axil y Mín cortante (mín)	-2784.843	-741.61	0	0	0

Tabla 72. Combinación de esfuerzos ELS. Estribo 2

Con estos datos se modela un elemento que debe resistir en tres fases.

- Recién construido, fase en la que el puente todavía no ha alcanzado en el estribo y por lo tanto este debe soportar por sí mismo el empuje de tierras. No hay más cargas en cabeza que las calculadas anteriormente
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable a hundimiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable al deslizamiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.

Lateralmente se disponen dos muros de vuelta formando 90° con el muro del estribo, formando un estribo cerrado en forma de cajón.

Estos muros tienen una longitud mínima el talón necesario para el sostenimiento del estribo. Se disponen también, en caso de necesidad alneas superior de un modo tal que el cono de tierras que se origina tras ellas, con una pendiente 3H:2V alcance el pite del estribo.

Para el cálculo del se modela teniendo en cuenta la sobrecarga de tráfico del trasdós (10 KN/m<sup>2</sup>). En cabeza por tanto aparece una sobrecarga distribuida que tiene en cuenta el espesor de tierra de altura equivalente al murete de guarda y el tráfico.

$$10 \frac{kN}{m^2} + 20 \frac{kN}{m^3} \cdot 2,71 m = 64,2 kN/m^2$$

No se consideran esfuerzos en cabeza, sin embargo, la altura mayor que la del muro frontal del estribo, pues se incluyen los 2,7 metros del murete de guarda hasta el pavimento.

Los resultados parciales del armado y comprobación de estabilidad de estos elementos pueden consultarse en el apéndice X.

El dimensionamiento del muro del estribo queda:

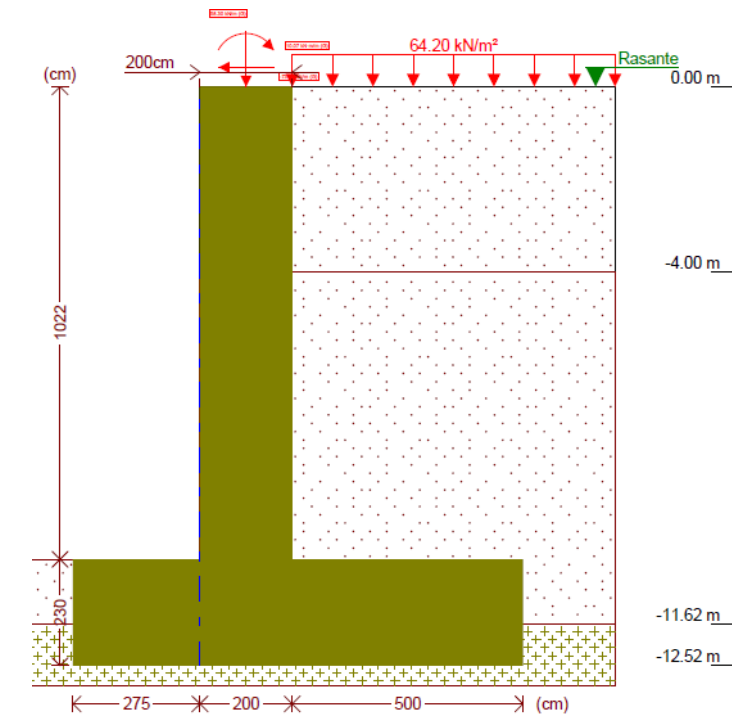


Ilustración 83. Alzado de estribo 1

La definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior / 4Ø25: inferior / 4Ø25				
Estribos: Ø25c/30				
Canto viga: 186.4 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 100 / 188 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø25c/30 Solape: 0.75 m	Ø25c/30	Ø32c/10 Solape: 2.5 m	Ø25c/20
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø25c/15	Ø32c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 130 cm		
Inferior	Ø25c/15	Ø32c/15 Patilla intradós / trasdós: 45 / - cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.68	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.27	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 230 cm	Cumple

Ilustración 84. Definición de armado y coeficientes de seguridad

En el caso de los muros de vuelta el dimensionamiento del muro queda:

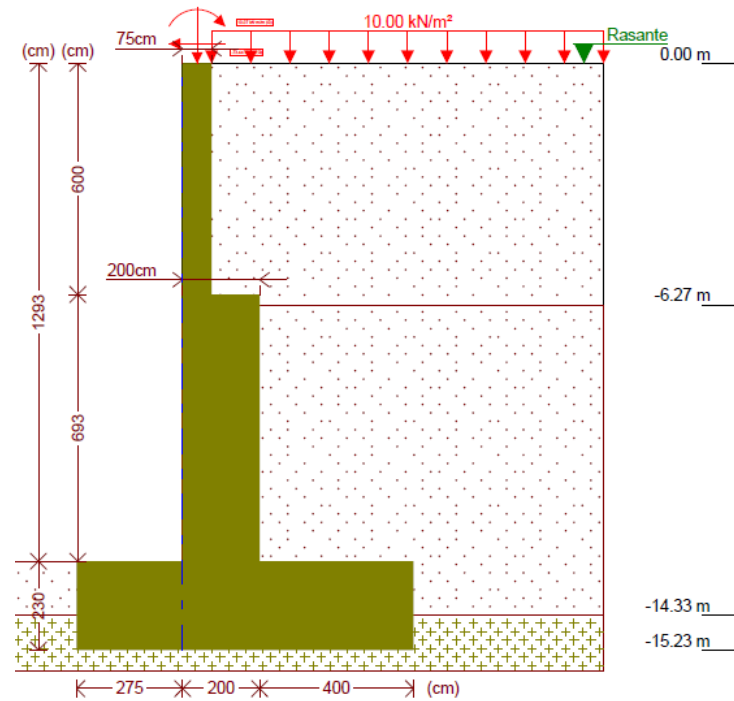


Ilustración 85. Alzado del muro de vuelta en el estribo 2

Y la definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior / 3Ø25: inferior / 4Ø20				
Estribos: Ø25c/30				
Canto viga: 62.3 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 66 / 64 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø25c/30 Solape: 0.75 m	Ø25c/30	Ø25c/10 Solape: 1.5 m	Ø25c/30
2	Ø25c/30 Solape: 0.75 m	Ø25c/30	Ø32c/10 Solape: 2.5 m	Ø25c/30
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal	Transversal		
Superior	Ø25c/15	Ø32c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 130 cm		
Inferior	Ø25c/15	Ø32c/15 Patilla intradós / trasdós: 45 / - cm		
Longitud de pata en arranque: 30 cm				
Comprobación	Valores	Estado		
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>				
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.79	Cumple		
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.51	Cumple		

Ilustración 86. Definición del armado y coeficientes de seguridad en el muro de vuelta, estribo 2

Se plantean sendas aletas superiores en los laterales del estribo y en prolongación al muro en vuelta para la contención de tierras y retrasar así el cono de derrame.

Para el cálculo de estas se modelizan como una viga de ancho medio y empotradas en el muro, dicho empalme con el muro debe resistir la flexión del empuje del trasdós.

El cálculo a flexión en empotramiento es el que sigue:

- Altura media de la aleta: 2,16 m
- Largo aleta: 5 m
- El ancho de la sección en empotramiento: 0,4 m (se podría realizar con 75 cm pero esta se reduce).
- Empuje (a lo largo de 5 metros):

$$E = 20 \cdot 0,33 \cdot 2,16 \cdot 2,16 = 30,8 \frac{kN}{m}$$

- Cortante:

$$V = 5 \cdot 30,8 = 153,96 kN$$

- Momento:

$$M = 153,96 \cdot 2,5 = 384,91 kN \cdot m$$

Con la ayuda del Prontuario informático del hormigón 3.1 calculamos la resistencia de la sección de empotramiento. Para el cálculo del armado se ha considerado que la armadura resistente a flexión es la continuación de la armadura longitudinal del muro en el tramo 3. Calculada en este mismo apartado.

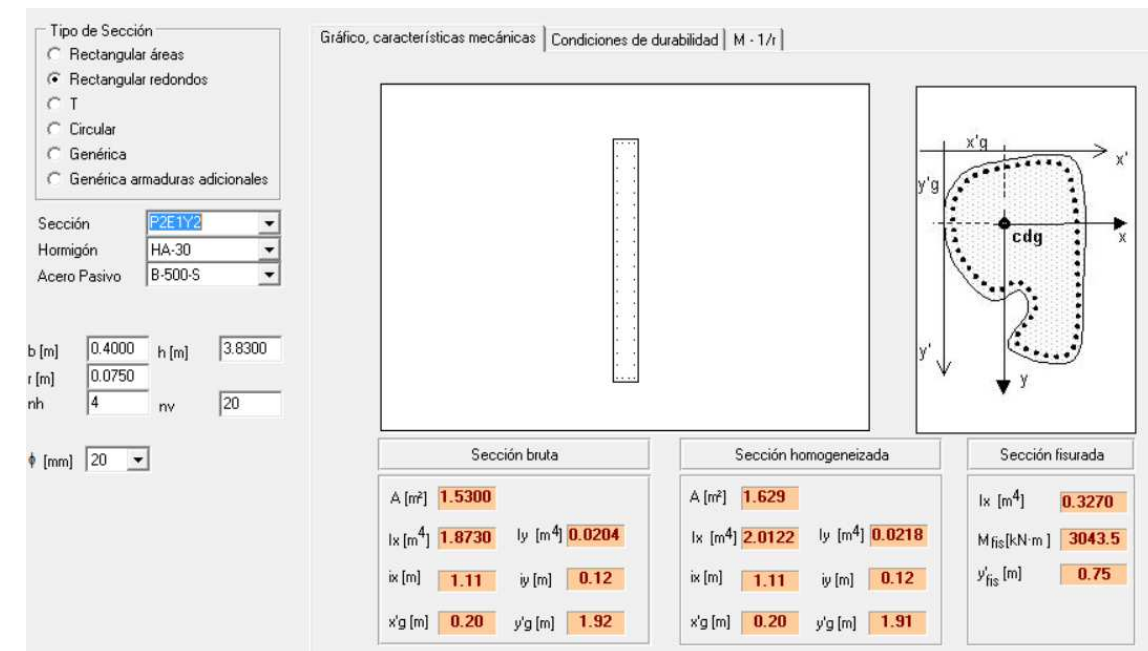


Ilustración 87. Características en la sección de empotramiento.



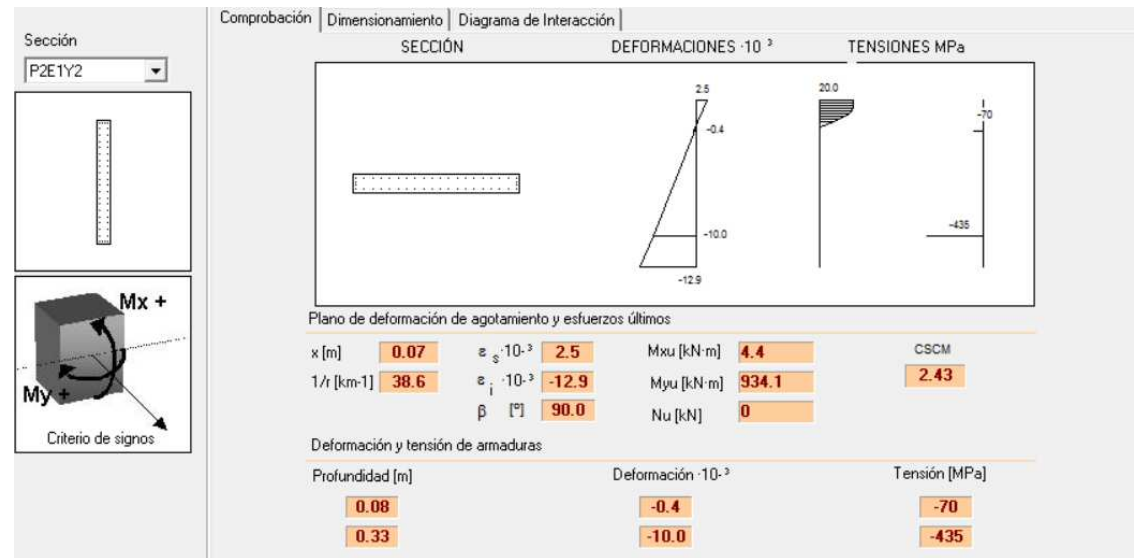


Ilustración 88. Cálculo de la resistencia del esfuerzo flector.

### 6.9. Losa de transición

Para el dimensionamiento de la losa de transición se emplea la “nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso” la cual presta indicaciones sobre este elemento.

La anchura de la losa será igual a la anchura de la plataforma, es decir 10,5 metros (calzada más arcenes). El canto de la losa de transición se define de 30 cm. tal y como recomienda la nota técnica, pues no se prevén fuertes asentamientos por poca capacidad portante del cemento del terraplén de acceso

La longitud debe ser inferior a la altura del terraplén y en ningún caso inferior a 3 metros, de modo que se estima una losa de 4,5 metros de longitud.

El armado de la misma vienen definido por la “Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso” y viene representado en su respectivo plano. (Apartado 5.3. de Planos).

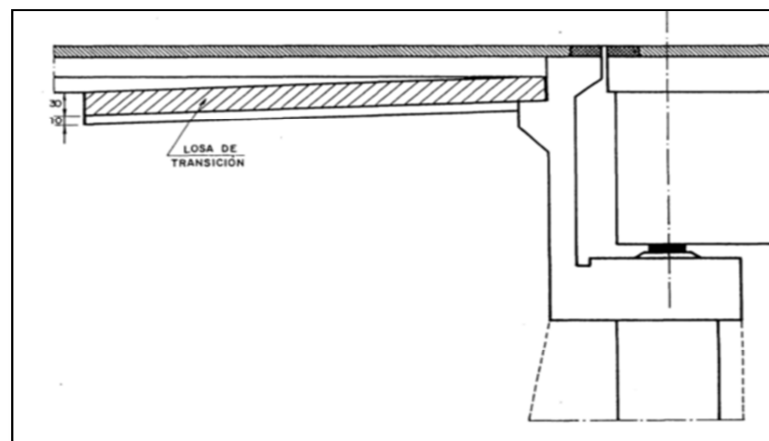


Ilustración 89. Detalle losa de transición

### 6.10. Junta de dilatación

Con el cálculo de desplazamiento horizontal máximo de la sección calculado en el apartado 6.5.2., se selecciona una junta de dilatación que permita absorber el doble de dicha magnitud.

$$60,8 \text{ mm} \cdot 2 = 121,6 \text{ mm}$$

Se opta por una junta de dilatación tipo T-160 de la marca VSL que permite un desplazamiento horizontal de hasta 0,16 metros.

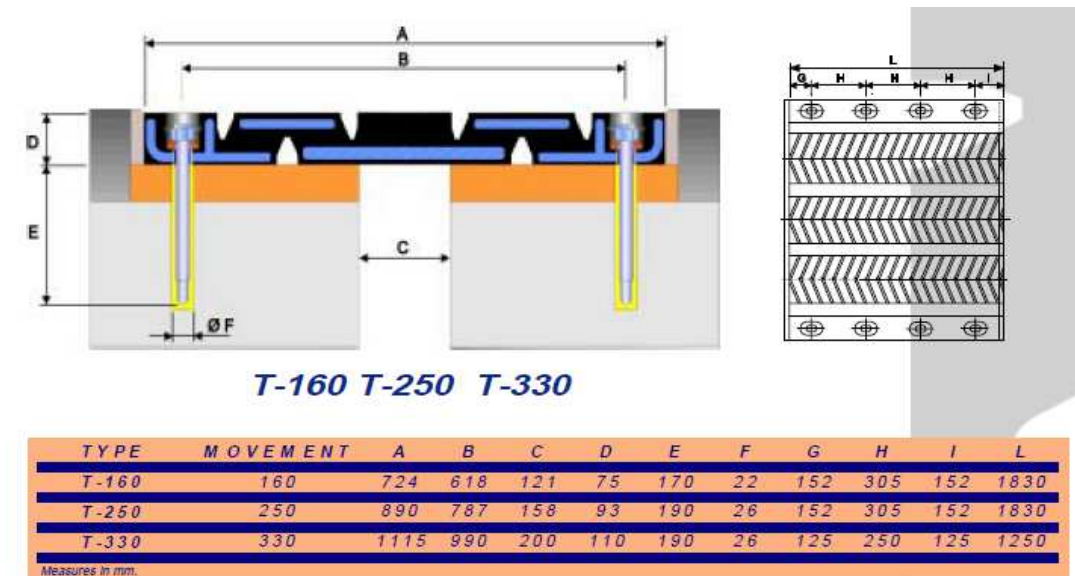


Ilustración 90. Elección de junta de dilatación



## 7. PROCESO CONSTRUCTIVO

En este apartado se explica el método constructivo a seguir para la construcción del puente así como justificación de la elección de los métodos seleccionados para los distintos elementos que lo componen (tablero, pilas...).

### 7.1. Selección del método

Cabe mencionar que diversos autores como Percivati y Colombo [16] en 2006, afirman que las luces utilizadas en voladizos sucesivos tanto “in situ” como prefabricados están comprendidos entre 110 y 200 metros. En cambio, en 1995, para Pérez y Herrero [17] el rango de luces para puentes con dovelas “in situ” es de 125 a 175 metros mientras para dovelas prefabricadas es de 60 a 130 metros.

Atendiendo al rango de luz del vano principal del segundo puente (93 metros) y el punto de vista de los autores citados anteriormente, parece propicio el uso de dovelas prefabricadas para este caso. Aun así, autores como Nigel R. Hewson [7] en 2003, afirman que el rango de luces para ambos métodos es aceptable a partir de los 60 metros de luz, abarcándose mayor luz con las dovelas “in situ”.

Para la construcción del segundo puente se procede a la ejecución del mismo mediante el método de voladizos sucesivos con dovelas “in situ”. Si bien este método también puede llevarse a cabo mediante dovelas prefabricadas, el conjunto del proyecto, el cual requiere de dos puentes de la misma tipología, no resultaría económicamente viable para hacerlo de esta manera dado que el uso de una viga de lanzamiento no se vería rentabilizado.

Además de esto, y dado que no se encuentra cercana a la obra una empresa de prefabricados para subcontratar el servicio, si se utilizasen dovelas prefabricadas, se precisaría del montaje de un parque de prefabricación en las inmediaciones exclusivo para ambos puentes, lo cual encarecería el proyecto.

En cuanto al suministro de hormigón, dado que no se encuentra cercana a la obra una planta de hormigonado, y teniendo en cuenta que el proyecto de la variante incluye tres puentes con una media de luces de 200 metros, se propone la opción de instalar una planta de hormigonado en la obra.

Se utiliza carro de avance por las siguientes razones: el difícil acceso al cauce del río considerando además la altura que alcanzan las pilas (una media de 45 metros) hasta la cota de rasante del trazado, lo cual hace que el uso de otros métodos desde tierra sean poco viables.

### 7.2. Metodología constructiva

La técnica consiste en la ejecución de la estructura vertiendo hormigón de alta resistencia sobre un encofrado, llamado carro de avance, donde se alojan las armaduras activas y pasivas.

La construcción se realiza de forma simétrica o en voladizos compensados de forma que desde la dovela de arranque sobre la pila se avanza hacia el vano central. En este caso

(tres vanos) se decide construir el puente ejecutando el medio vano que conforma la pila 1 (P1 en el plano) y una vez finalizado se comienza el siguiente desde la pila 2 (P2 en el plano). De esta forma se avanza en forma de “T” desde las pilas hasta el centro del vano conectando con el voladizo anterior mediante la dovela clave.

Las longitudes de las dovelas son distintas entre ellas: la dovela de arranque, o también llamada dovela “0” o de pila, es de 7 metros, esto es así para que el carro de avance pueda ser montado con suficiente superficie para encofrar la siguiente dovela; el resto de dovelas, exceptuando la dovela en clave la cual es de 7 metros, son de 5 metros de longitud.

Los **tiempos de ejecución** son comparativamente más lentos que mediante el uso de dovelas prefabricadas. La velocidad media de ejecución es de una a dos dovelas por semana mientras que por el sistema prefabricado es de una dovela por día.

Se puede enumerar el **proceso constructivo** de la siguiente manera:

#### a. Operaciones preliminares:

- Ejecución de las cimentaciones.
- Ejecución de las pilas.  
Para la construcción de las pilas, dado que su altura es de 44,35 metros y 46,89 metros respectivamente, se ejecutan mediante encofrado trepante. Se dejan esperas para conectar la dovela “0” dado que el sistema será biempotrado.
- Ejecución de las dovelas de pila o dovelas “0”.
- Montaje del carro de avance.

#### b. Operaciones básicas de ciclo:

- Avance del carro.
- Colocación del encofrado exterior en sus coordenadas.
- Colocación de la ferralla de la sección y tapes frontales de solera.
- Situación de los tapes frontales de hastiales y losa de tablero.
- Comprobación y ajuste topográfico de coordenadas.
- Hormigonado de la dovela.
- Despegue del encofrado interior, desencofrado de tapes frontales.
- Enfilado y tesado de cables del proceso constructivo de la dovela e inyección de las dovelas.
- Curado del hormigón.

#### c. Operaciones posteriores:

- Desmontaje de carros.
- Transporte de los mismos hasta su nueva ubicación.
- Ejecución de dovelas de cierre y estribo.
- Enfilado y tesado de cables de continuidad.

### 7.2.1. Ejecución de la dovela de pila o dovela "0"

La ejecución se subdivide en tres etapas:

- **Etapla 1.** Se ejecuta la losa inferior de la sección. En esta se coloca la plataforma de sustentación de los encofrados de la dovela "0" incluyendo el montaje del encofrado inferior de la losa, montaje de los encofrados laterales de los alzados, ferrallado de la losa y posterior hormigonado de la misma.
- **Etapla 2.** Ejecución de los alzados laterales y las riostras transversales. Una vez encofrada la parte exterior, se ferrallan los tabiques y alzados laterales de la sección, se coloca el encofrado interior para posteriormente hormigonar.
- Una vez se desencofran la parte interior, se ejecuta la losa superior. Se coloca apeo interior de la losa superior, colocación del encofrado interior sobre este, ferrallado de la losa y hormigonado. Posteriormente se desencofra y retira el sistema de encofrado.



Ilustración 91. Carro de avance metálico

Tras el montaje de la dovela "0", se incorpora el primer carro de avance para la construcción de la dovela siguiente. Una vez ejecutada esta, se libera la cabeza de pila para recibir el segundo carro que ejecutará el tramo simétrico.

Se deberán seguir una serie de **revisiones periódicas sobre el carro de avance** durante su movimiento. Esto es así debido a las deformaciones y esfuerzos propios del movimiento que sufren todos sus elementos produciendo el desgaste. Además, durante el hormigonado, el carro se encuentra sometido a los máximos esfuerzos. Se deberá a su vez comprobar la estanqueidad de los encofrados y plataformas de trabajo.

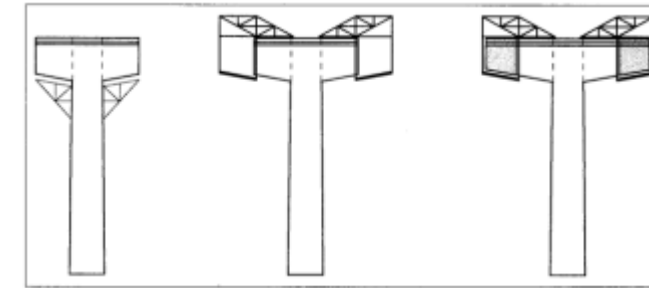


Ilustración 92. Carro de avance en distintas etapas.

El **movimiento del carro** sobre las dovelas se debe a los equipos hidráulicos instalados, los cuales permiten su avance y puesta en cota. Una vez montado el carro de avance y se ha anclado al tablero, se lanzan las vigas carril sobre la dovela hormigonada, de forma que cuando se procede a ejecutar la dovela siguiente, el carro de avance se libera de su posición para deslizarse hasta la nueva posición donde se volverá a anclar. El encofrado exterior se desplaza abierto mientras el encofrado interior se desplaza por medio de una viga carril situada bajo la losa superior del tablero.

### 7.2.2. Ejecución de las dovelas

A continuación se describen las operaciones para ejecutar una dovela con hormigonado "in situ":

- **Avance y anclaje del carro.** Este punto se produce cuando el hormigón ha alcanzado la resistencia suficiente para efectuar operaciones de tesado. Mediante el sistema hidráulico, el carro avanza junto a los encofrados interior y exterior para anclarse sobre la losa y paredes laterales anteriormente ejecutadas.
- **Ferrallado de la losa inferior y de los hastiales de la sección.** La ferralla de la sección se inicia montando la ferralla manualmente de la losa inferior sobre el encofrado inferior disponiendo de los separadores necesarios.
- **Encofrado del resto de la sección.** Tras finalizar el ferrallado de la losa inferior y de los hastiales de la sección, el encofrado interior se despliega y se sitúa en posición, sujetándolo en primer lugar a la zona delantera de la dovela anterior, tras lo cual se procede a referirlo al encofrado exterior de los hastiales.
- **Ferrallado y colocación de vainas de la losa superior.** En primer lugar se procede a la disposición de la armadura inferior de la losa superior con los correspondientes separadores. Las vainas de los cables de tesado se montan a continuación utilizando como referencia la ferralla colocada y sujetándolas a ella, para evitar la flotación con el hormigonado. El proceso de voladizos sucesivos precisa de dos grupos simétricos respecto al eje del tablero de cables horizontales. Conforme avanza el proceso de ejecución de dovelas, se van anclando cables por cada pareja de dovelas. Tras la colocación de las vainas de tesado del proceso constructivo, se coloca la ferralla superior de la losa superior.



- **Nivelación definitiva del carro.** Previo al hormigonado se debe realizar una comprobación topográfica de la cota.
- **Hormigonado de la dovela.** Durante el proceso de hormigonado, el carro de avance permanece sustentado por gatos verticales situados bajo el pilar delantero y anclado al tablero en su parte posterior mediante barras y yugos. A medida que las dovelas van reduciendo el canto, la parte saliente del encofrado exterior aumenta respecto de la solera, lo cual obliga a desmontar los paneles sobrantes.

Por otro lado, el encofrado interior se debe cortar para adaptarlo a la disminución de cota en el interior de las dovelas.

El hormigonado comienza en primer lugar con la ejecución de la losa inferior de la sección transversal. En segundo lugar se hormigonan los hastiales de la sección lentamente y por tongadas de 0.5 metros para evitar el sifonamiento del hormigón de la losa inferior. Para finalizar, se hormigona la losa superior comenzando por el extremo libre y llevando el hormigonado hasta la dovela anterior.
- **Desencofrado de las dovelas.** Al día siguiente tras el hormigonado se procede al desencofrado lateral.
- **Curado del hormigón.** Las superficies expuestas del hormigón, como son la losa inferior y la losa superior, deben curarse para evitar la fisuración del hormigón debido a un control malo de la retracción.
- **Enfilado y tesado de los cables.** Hay algunas empresas que indican: el orden de tesado, las fuerzas de tesado y las presiones equivalentes según los equipos utilizados, así como los alargamientos teóricos previstos.
- **Inyección de las vainas.** Las vainas se inyectan de lechada una vez que los cables se han tesado. La inyección se introduce dentro de la vaina con las bombas de inyección.

### 7.2.3. Operaciones posteriores

#### ➤ Desmontaje del carro de avance

Una vez ejecutadas las últimas dovelas y se dispone a unir ambos tramos mediante la dovela de cierre, se procede al desmontaje de los carros de avance. Se procede de manera inversa al montaje.

Los carros de avance utilizados en los vanos extremos y que finalizan en estribo, son desmontados con la ayuda de una grúa móvil, mientras los que se encuentran en el centro del tablero se desplazan hacia la pila desde la cual habían partido para ser posteriormente desmontados.

#### ➤ Dovela de cierre

La dovela de cierre se encargará de unir los dos tramos. Para ejecutarla, se utiliza la plataforma inferior de uno de los carros como superficie de trabajo. Los encofrados exteriores

se desmontan al igual que el interior del carro, para sustituirlos por encofrados "in situ" pero aligerados.

#### ➤ Tesado de cierre

La ejecución del puente finaliza con el tesado de continuidad, produciéndose de esta manera la unión de los dos voladizos contiguos y convirtiéndose en una viga continua. Desde la zona hueca del tablero se introducen los equipos de enfilado y tesado y se procede a enfilear los cables para tesar los de continuidad posteriormente. Para introducir los cables se utilizan los agujeros que se han dejado en la losa superior para dicho propósito. Las vainas de los cables de continuidad se inyectan también desde la losa superior del tablero.

Posteriormente se tapan los agujeros que se dejan para el anclaje del carro de avance.

### 7.2.4. Control geométrico

El control se centrará en el alzado y por ello se deben calcular las flechas producidas por el peso propio, pretensado y el avance del carro. Estas deformaciones varían en función de la edad del hormigón debido a que su módulo de la elasticidad es distinto.

Durante la construcción de los semivanos se tendrán en cuenta las deformaciones debidas a la retracción y fluencia del hormigón, que serán diferentes dependiendo de la edad de hormigonado de las dovelas. En el apartado pertinente se han calculado las deformaciones producidas por retracción y fluencia debidas al hormigonado y la fuerza de pretensado necesaria para soportar el avance en voladizo.

Se ha obtenido así mismo, la deformación a tiempo infinito sufrida por retracción y fluencia, y la deformación restante desde el momento en que se finaliza la construcción del puente hasta que deja de producirse dichas deformaciones. (Este hecho no tiene repercusión en la geometría final de la pieza pero sí sobre los esfuerzos sobre las pilas al tratarse de un sistema biempotrado.)

En Valencia, a 10 de Junio de 2016

Fernando España Monedero



## 8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Aragonés Beltrán, P. (2001). Técnicas de ayuda a la decisión multicriterio : cuaderno de apuntes. (E. Gómez-Senent Martínez & U. P. de V. D. de I. de la C. y de P. de I. Civil, Eds.). Valencia: Valencia : Universidad Politécnica de Valencia, 2001.
- [2] Benjumea J, Gustavo Chio, Esperanza Maldonado (2010). Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte.. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- [3] Billington, D. P. (2013). La torre y el puente : el nuevo arte de la ingeniería estructural. Madrid]: Madrid : CINTER, Divulgación Técnica, D.L. 2013.
- [4] Chio G. (2000), Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado. Tesis Doctoral. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- [5] Grattesat, G. (1981). Concepción de puentes : tratado general. Barcelona: Barcelona : Editores Técnicos Asociados, 1981.
- [6] Gerardino Perdomo M. Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos [Tesis de Máster]. Barcelona: Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya; Junio 2011.
- [7] Hewson, N. R. (2003). Prestressed concrete bridges : design and construction. London: London : Thomas Telford, 2003.
- [8] Jurado Cabañes, C. (2013). Puentes. (II), Evolución, tipología, normativa, cálculo. Madrid]: Madrid : El autor, 2013.
- [9] Kasuga A. (2002), Construction of Extradosed Bridges in Japan, In: Japan International Cooperation Agency & The Road Engineering of Malaysia, Seminar on Design and Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges. Kuala Lumpur, Malaysia.
- [10] Leonhardt, F. (1986). Ponts : l'esthétique des ponts = Puentes : estética y diseño. Lausanne: Lausanne : Presses Polytechniques Romandes, 1986.
- [11] Manterola Armisen, J. (2006a). Puentes : apuntes para su diseño, cálculo y construcción. I. Madrid: Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006- 2011.
- [12] Manterola Armisen, J. (2006b). Puentes : apuntes para su diseño, cálculo y construcción. II. Madrid: Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006- 2011.
- [13] Martí Vargas, J. R., Bonet Senach, J. L., Miguel Sosa, P., Fernández Prada, M. Á., Pallarés Rubio, L., Navarro Gregori, J., & Castro Bugallo, M. C. (Eds.). (2011). Cálculo de secciones y elementos estructurales de hormigón : casos prácticos adaptados a la EHE-08. Tomo I, Acciones. Análisis seccional. Estados límite de servicio. Valencia: Valencia : Universitat Politècnica de València, 2011.
- [14] Mathivat, J. (1980). Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos. Barcelona: Barcelona : Editores Técnicos Asociados, 1980.
- [15] Monleón Cremades, S. Apuntes de puentes. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, canales y puertos de Valencia.
- [16] Percivati y Colombo (2006).
- [17] Pérez y Herrero (1995).
- [18] Wittfoht, H. (1975). Puentes : Ejemplos internacionales. Barcelona: Barcelona : Gustavo Gili, 1975.



## APÉNDICES



### **Apéndice I. Multicriterio PRES**

A continuación se muestran los criterios y subcriterios correspondientes al apartado 2.6. "Justificación de la solución adoptada. Fase 2".

#### **Funcionalidad**

##### ➤ **Posibilidad de futura ampliación**

Se valora con un **3** la adaptabilidad que tendría el puente en caso de querer hacer una futura ampliación. Se le ha proporcionado este peso debido a que la variante proyectada no tiene tanto tráfico previsto como para que en un futuro se requiera aumentar el número de carriles. En cuyo caso ya se haría con más carriles.

Tampoco se prevé un crecimiento de Chelva en un futuro que requiera dicha actuación.

Se valorarán las alternativas de las siguientes maneas:

Valor = 10 Total posibilidad de ampliarse

Valor = 7 Posibilidad de ampliarse

Valor = 5 Pudiera ampliarse mediante obra auxiliar

Valor = 3 Ampliación que rompe el esquema visual

Valor = 1 No puede ampliarse

##### ➤ **Eficiencia estructural**

Se busca encontrar que soluciones presentan una mejor adecuación de las formas. Las construcciones in situ presentan una mayor puntuación en este aspecto, pues las soluciones prefabricadas tienen los elementos diseñados para trabajar como biapoyados, con lo que presentan una peor distribución de momentos flectores positivos y negativos. El peso asignado es de **7**.

Valor = 10 Los elementos que conforman la estructura son un compromiso excelente con los esfuerzos actuantes sobre la misma.

Valor = 7 Los elementos que conforman la estructura se adecuan a los esfuerzos actuantes sobre la misma.

Valor = 5 Los elementos que conforman la estructura pudieran verse reducidos de alguna forma.

Valor = 3 Los elementos que conforman la estructura son excesivos en su conjunto para los esfuerzos actuantes.

Valor = 1 Los elementos que conforman la estructura no son eficientes estructuralmente hablando.

#### **Construcción (plazos y métodos)**

Se plantea comparar las alternativas en función de su proceso constructivo, así como los tiempos estimados para su ejecución.

##### ➤ **Plazo de ejecución**

El plazo de ejecución se refiere al tiempo estimado que puede costar realizar la obra del puente. Las soluciones prefabricadas tienen mayor puntuación que las in situ. El peso asignado es de **7**.

Valor = 10 Plazo de ejecución corto

Valor = 7 Plazo de ejecución medio

Valor = 5 Plazo de ejecución aceptable

Valor = 3 Plazo de ejecución largo

Valor = 1 Plazo de ejecución muy largo

##### ➤ **Simplicidad método constructivo**

La complejidad del método constructivo recae en general en un mayor coste económico. Sin embargo la mayoría de las tipologías que despuntan negativamente en este aspecto ya han sido descartadas en la primera selección por ello se le asigna una puntuación de **7**.

##### ➤ **Nº de pilas (cimentaciones requeridas)**

Debido a la geomorfología del entorno, cuanto mayor sea el número de pilas esto perjudicará la construcción del puente. Dado que el terreno está compuesto por material de capacidad portante baja, serán necesarias cimentaciones profundas. Es por ello que el peso asignado es de **5**.

Valor = 10 Las pilas requeridas son 2 o menos y se asientan sobre terreno admisible.

Valor = 7 Las pilas requeridas son 2 o menos aunque se asientan sobre terreno poco admisible.

Valor = 5 Las pilas requeridas son más de 2 y se asientan sobre terreno admisible

Valor = 3 Las pilas requeridas son más de 2 aunque se asientan sobre terreno poco admisible.

Valor = 1 Las pilas requeridas son numerosas y se asientan sobre terreno poco admisible.

##### ➤ **Acceso de elementos a la obra**

En el caso de las alternativas *in situ*, el acceso de los elementos para construir la obra se puede realizar sin problemas. El mayor problema puede ser el tiempo en el transporte del



hormigón desde la central, sin embargo, se puede realizar un estudio para, en el caso de construir varios puentes *in situ*, montar una central de fabricación de hormigón en obra. Los elementos prefabricados tendrán penalización en este aspecto. El peso adjudicado es de **3**.

Valor = 10 Para la construcción se precisan camiones y elementos auxiliares de corta longitud.

Valor = 7 Para la construcción se precisan camiones y elementos auxiliares de corta o media longitud.

Valor = 5 Para la construcción se precisan camiones de transporte y elementos auxiliares de media longitud.

Valor = 3 Para la construcción se precisan camiones de transporte y elementos auxiliares de gran longitud, con los cuales se precisa un estudio de transporte.

Valor = 1 Para la construcción se precisan camiones de transporte y elementos auxiliares de grandes dimensiones, los cuales precisan de caminos auxiliares y estudio de transporte.

#### ➤ **Pilas en el cauce**

Las pilas en el cauce del río no son aconsejables en ninguna situación. Se valora que además de no estar situadas en situación transitoria, haya suficiente seguridad como para que en caso de avenida de proyecto éstas queden suficientemente alejadas del tránsito de agua. Las soluciones prefabricadas tienen una puntuación menor en este criterio. El peso adjudicado es de **10**.

Valor = 10 Se precisan 2 o menos pilas sobre el cauce.

Valor = 7 Se precisan 2 pilas sobre el cauce.

Valor = 5 Se precisan hasta 4 pilas sobre el cauce.

Valor = 3 Se precisan 4 a 6 pilas sobre el cauce.

Valor = 1 Se precisan más de 6 pilas sobre el cauce.

#### ➤ **Seguridad en la construcción**

Se pretende valorar la seguridad durante la fase de construcción en caso de colapso o fallo de la estructura. No se plantean otros aspectos como la medida de tomas de seguridad que se presuponen incluidas en el estudio de seguridad y salud. Puesto que se toman medidas para que en ningún caso se sobrepasen los Estados Límite durante la fase de construcción el peso adjudicado es de **5**.

Valor = 10 La construcción no conlleva ningún riesgo de seguridad.

Valor = 7 La construcción conlleva escaso riesgo de seguridad.

Valor = 5 La construcción conlleva un riesgo asumible de seguridad.

Valor = 3 La construcción conlleva riesgo medio de seguridad.

Valor = 1 La construcción conlleva riesgo alto de seguridad.

#### **Integración en el entorno**

Se busca mediante comparación comprobar qué alternativas se adaptan mejor al medio ambiente sobre el que se estudia implantarla. En este criterio se diferencia entre el medio físico, ambiental y aceptación social.

##### ➤ **Afección medio ambiental**

En este aspecto se plantea la afección al medio ambiente especialmente durante la fase de construcción, es un aspecto actualmente importante en la sociedad actual. Para soluciones de avance en voladizo, una vez empieza la construcción del tablero no se requieren de instalaciones auxiliares bajo el tablero que afecten al medio ambiente o al río Tvejar. El peso adjudicado es de **7**.

Valor = 10 La construcción no afecta al medio ambiente.

Valor = 7 La construcción afecta escasamente al medio ambiente.

Valor = 5 La construcción afecta sensiblemente al medio ambiente.

Valor = 3 La construcción afecta al medio ambiente.

Valor = 1 La construcción afecta en gran medida al medio ambiente.

##### ➤ **Aceptación social**

Este criterio describe la aceptación que pueda tener la estructura sobre las poblaciones colindantes y usuarios de la misma. Entran en consideración factores como pensamiento subjetivo sobre el gasto público ético, adecuada situación en el paisaje, afección medioambiental, entre otras (siempre desde el punto de vista de la sociedad). Es por ello, que tipologías que se muestren como una solución de compromiso entre la austeridad y el derroche, la sencillez y lo excéntrico, tendrá mejor valoración. El peso adjudicado es de **5**.

Valor = 10 Es gratamente aceptado por la sociedad del entorno y los usuarios.

Valor = 7 Es aceptada por la sociedad y los usuarios.

Valor = 5 Es aceptada pero puede crear controversia en los pueblos colindantes.

Valor = 3 Es aceptada por un grupo reducido y creará controversia en la sociedad.

Valor = 1 No es aceptada por los usuarios.

##### ➤ **Afección visual al entorno**

A fin de evitar la contaminación visual del paisaje que supone el valle por el que transcurre el río Tvejar, se pretende que la vista de dicho valle no sea excesivamente afectada





por la construcción de la obra o en su caso el aspecto definitivo de la construcción resulte armonioso con el paisaje. El peso adjudicado es de **3**.

Valor = 10 El aspecto de la construcción resulta armonioso con el paisaje.

Valor = 7 La vista del paisaje no se ve nada afectada por la construcción.

Valor = 5 La vista del paisaje no se ve excesivamente afectada por la construcción.

Valor = 3 El aspecto de la construcción produce una contaminación visual del paisaje.

Valor = 1 El aspecto de la construcción produce una alta contaminación visual del paisaje.

#### ➤ Integración con el entorno presente

Se evalúa en qué medida el puente se incorpora al entorno sin perturbar las formas que le rodean. Si bien el entorno se presenta escarpado y desordenado, este criterio puede premiar aquellas soluciones que de alguna forma ordenen este caos o por el contrario se adapten al mismo. Las soluciones que ofrezcan una línea constante serán penalizadas mientras aquellas que proporcionen curvas y asimetrías serán beneficiados. El peso adjudicado es de **5**.

Valor = 10 Tanto el diseño como el emplazamiento de la estructura tienen una integración total con el entorno.

Valor = 7 La construcción tiene una integración adecuada con el entorno.

Valor = 5 La construcción tiene una integración aceptable con el entorno.

Valor = 3 La construcción no acaba de integrarse con el entorno.

Valor = 1 La construcción no está nada integrada en el entorno.

### Estética

#### ➤ Diseño innovador

Este criterio premia aquellas tipologías que son menos comunes en España y que por tanto muestran un avance en el campo de las estructuras de puentes y la estética en el conjunto del proyecto. El peso adjudicado es de **3**.

Valor = 10 Diseño altamente innovador.

Valor = 7 Diseño que cuenta con un número alto de ideas innovadoras y elementos poco comunes.

Valor = 5 Parte del diseño cuenta con algunas ideas innovadoras.

Valor = 3 Diseño con escasos elementos innovadores.

Valor = 1 Diseño nada innovador.

#### ➤ Belleza arquitectónica

Aunque pueda parecer un criterio aplicable a la arquitectura, este puede verse ampliado a estructuras de puentes entre otros. En libros como "La torre y el puente. El nuevo arte de la ingeniería estructural." (David P. Billington) se puede ver como se compara la belleza que puede aportar una estructura a un paisaje con la belleza que puede añadir un edificio a una ciudad. Es por ello que el peso adjudicado es de **5**.

Valor = 10 Diseño constituido mediante geometrías simples que se integran de forma armónica entre ellas.

Valor = 7 Diseño agradable a la vista para la mayoría de los usuarios.

Valor = 5 Diseño que pasa desapercibido para los usuarios en cuestión de estética.

Valor = 3 Diseño desagradable a la vista para la mayoría de los usuarios.

Valor = 1 Diseño completamente antiestético.

### Economía

En este criterio se trata de comparar que alternativas presentan mayores ventajas en el aspecto de la economía. Analizando el coste de construcción y el coste de mantenimiento

#### ➤ Relación coste/metro de tablero

El mayor coste final en la construcción del puente en proporción a los metros del tablero es un factor a tener en cuenta, admitiendo como premisa que todas las soluciones analizadas entran en el rango de lo admisible tras la primera selección que se ha realizado, por ello el peso adjudicado es de **10**. En este apartado se incluye la necesidad de material auxiliar, adquisición del material, alquiler de maquinaria etc.

Valor = 10 Relación coste/metro de tablero muy baja.

Valor = 7 Relación coste/metro de tablero baja.

Valor = 5 Relación coste/metro de tablero adecuada.

Valor = 3 Relación coste/metro de tablero alta.

Valor = 1 Relación coste/metro de tablero muy alta.

#### ➤ Coste de mantenimiento

Tras la ejecución de la obra el mantenimiento requerido para conservar la estructura es un factor a considerar en la selección de alternativas. El peso adjudicado es de **7**.

Valor = 10 Coste de mantenimiento requerido muy bajo.

Valor = 7 Coste de mantenimiento requerido bajo.

Valor = 5 Coste de mantenimiento adecuado.



Valor = 3 Coste de mantenimiento elevado.

Valor = 1 Coste de mantenimiento muy elevado.

### **Durabilidad**

La estructura debe cumplir los requisitos de comportamiento en servicio, resistencia y estabilidad a lo largo de la vida útil para la que ha sido proyectada, sin una pérdida significativa de utilidad o un mantenimiento excesivo no previsto. Por ello se valoran los aspectos relativos al material, discontinuidades, protección de materiales o penalización por número de apoyos y juntas.

#### ➤ **Material**

El diferente empleo de materiales o la procedencia de los mismos afectan a la durabilidad de los mismos con el paso del tiempo. En este caso los hormigones fabricados en central frente las piezas prefabricadas presentan una menor calidad y menor durabilidad. El peso adjudicado es de **7**.

Valor = 10 Materiales empleados procedentes de parques de prefabricación sometidos a controles de calidad altamente eficaces y rigurosos.

Valor = 7 Materiales empleados procedentes de parques de prefabricación sometidos a controles de calidad.

Valor = 5 Los materiales empleados cumplen con los estándares normales de calidad.

Valor = 3 Los materiales utilizados cumplen con la normativa pero son de baja calidad.

Valor = 1 Los materiales empleados son de muy baja calidad.

#### ➤ **Discontinuidades**

Un mayor número de discontinuidades o de juntas siempre afecta a la estructura en su conjunto, debido a la inclusión de agua en las mismas. Las soluciones prefabricadas presentan un número mucho mayor que las *in situ*, el peso adjudicado es de **7**.

Valor = 10 Escaso número de discontinuidades.

Valor = 7 Reducido número de discontinuidades.

Valor = 5 Número de discontinuidades aceptable.

Valor = 3 Excesivo número de discontinuidades.

Valor = 1 Inadmisible número de discontinuidades.

#### ➤ **Protecciones de materiales**

Aquellas soluciones donde se le permite darle protección extra a los materiales tienen una mayor durabilidad. En este caso, es más fácil darle esta protección a elementos fabricados en taller. El peso adjudicado es de **5**.

Valor = 10 La protección de los materiales empleados se ha llevado a cabo rigurosamente en su totalidad.

Valor = 7 Gran parte de los materiales empleados han sido protegidos eficazmente.

Valor = 5 Un porcentaje adecuado de los materiales empleados ha sido protegido correctamente.

Valor = 3 Un pequeño porcentaje de los materiales ha sido protegido correctamente.

Valor = 1 No se ha llevado a cabo ninguna protección de los materiales empleados.

#### ➤ **Penalización por número de apoyos y juntas**

Una mayor cantidad de apoyos y juntas equivale a una mayor afección por posibles infiltraciones de agua. En este caso las estructuras prefabricadas tienen un número mucho mayor de apoyos que las soluciones *in situ*. El peso adjudicado es de **7**. En este caso un mayor número en la matriz de valoración implica una menor cantidad de juntas y apoyos.

Valor = 10 Escaso número de apoyos y juntas.

Valor = 7 Reducido número de apoyos y juntas.

Valor = 5 Número de apoyos y juntas aceptable.

Valor = 3 Excesivo número de apoyos y juntas.

Valor = 1 Inadmisible número de apoyos y juntas.



**Apéndice II. Retracción tablero**

A continuación se muestran los resultados parciales del cálculo de la retracción de las dovelas que componen el tablero del segundo puente.

Este apéndice hace referencia al apartado 3.3.1.4 de acciones sobre el puente y en el mismo queda descrito el procedimiento de cálculo de cada variable.

La numeración de las dovelas se realiza en el orden en el que estas son colocadas, de modo que se colocan las dovelas del 1 al 8 partiendo desde una de las pilas, posteriormente dovelas del 9 hasta 16 desde la otra pila y por último la dovela central número 17.

La retracción se calcula en dos situaciones. Para el instante t=0, en el que se ejecuta la dovela central y se coloca el pretensado de continuidad para solidarizar el puente entero frente a las acciones, y t = ∞, para la obtención de la contracción del tablero durante la vida útil de la estructura.

Se considera t=0 el hormigonado de la primera dovela.

Los tiempos considerados son:

- 2 días desde el hormigonado hasta la operación de tesado.
- 5 días desde la ejecución del pretensado hasta el comienzo del hormigonado de la siguiente dovela.
- Una vez ejecutadas las 8 primeras dovelas (42 metros) a cada lado de uno de las dos pilas, se traslada el carro de encofrado a la otra pila en el plazo de una semana, de modo que la siguiente dovela queda ejecutada 2 semanas después.
- Se ejecuta el avance en la segunda pila al mismo ritmo.
- Se tardan 10 días en ejecutar la dovela central y el pretensado de continuidad

Con esta estimación de tiempos:

Se finaliza el primer voladizo en t=56 días

Se finaliza el segundo voladizo en t= 119 días

Se ejecuta el pretensado de continuidad en t= 129 días (t<sub>1</sub>)

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes de la resistencia característica del hormigón f<sub>ck</sub>:

- ε<sub>ca, ∞</sub> = 0,000075 (apartado 3.2.1.4.2.)

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes del endurecimiento del hormigón:

- α<sub>ds1</sub> y -α<sub>ds2</sub> son dos parámetros que se consideran 4 y 0,12 respectivamente, correspondientes a un endurecimiento normal. Se corresponde a la tabla 39.7.b de la norma EHE-08 (apartado 3.2.1.4.2.).

- Se considera una edad de comienzo de curado del hormigón de 7 días.

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes del endurecimiento de la humedad del ambiente (70%)

- β<sub>HR</sub> Es un parámetro que depende de la humedad relativa (HR) en tanto por cien, del ambiente.

$$\beta_{HR} = 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{70}{100}\right)^3\right) = 1,01835$$

Con estos valores

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10}} \right] 10^{-6} \cdot \beta_{HR}$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,85 \cdot \left[ (220 + 110 \cdot 4) \cdot e^{-0,12 \frac{48}{10}} \right] 10^{-6} \cdot 1,01835 = 0,00032115$$

A continuación se muestran los resultados parciales, por una parte de las dovelas que componen el tramo central de la primera pila y por otro (en la siguiente tabla) de las dovelas que componen el tramo central de la segunda pila.

Cálculos parciales Retracción - Primer vano a t=0									
DOVELA	TIEMPO	ε <sub>coi</sub> (t)	ε <sub>cd</sub> (t)	Bds(t-ts)	Ke	ε <sub>ca</sub> (t)	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
1	129	0.00011256	4.5294E-05	0.207205	0.68066495	6.7264E-05	0.89684921	7	0.787903293
2	129	0.00011198	4.5213E-05	0.20533623	0.68563712	6.6765E-05	0.89019752	5	0.559890575
3	129	0.00011062	4.4402E-05	0.20061795	0.68916685	6.6218E-05	0.88290399	5	0.553097946
4	129	0.00010914	4.3527E-05	0.19560585	0.69290777	6.5616E-05	0.87487737	5	0.545716439
5	129	0.00010841	4.3458E-05	0.19355206	0.69914739	6.4951E-05	0.86600799	5	0.542044548
6	129	0.00010617	4.1963E-05	0.18607297	0.70222256	6.4212E-05	0.85616262	5	0.530874942
7	129	0.00010406	4.0673E-05	0.17929776	0.70636223	6.3388E-05	0.84517747	5	0.520307688
8	129	0.00010189	3.9427E-05	0.17260311	0.711274	6.2464E-05	0.83284845	5	0.509452319

Cálculos parciales Retracción - Segunda pila a t=0									
DOVELA	TIEMPO	ε <sub>coi</sub> (t)	ε <sub>cd</sub> (t)	Bds(t-ts)	Ke	ε <sub>ca</sub> (t)	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
9	66	8.4758E-05	2.4529E-05	0.11221234	0.68066495	6.0229E-05	0.80305045	7	0.593304675
10	66	8.1896E-05	2.3036E-05	0.10461576	0.68563712	5.8861E-05	0.78480897	5	0.409480893
11	66	7.8223E-05	2.0953E-05	0.09466974	0.68916685	5.727E-05	0.76359776	5	0.391113115
12	66	7.4046E-05	1.8652E-05	0.08382147	0.69290777	5.5394E-05	0.73858361	5	0.370231345
13	66	6.9609E-05	1.6468E-05	0.07334545	0.69914739	5.3141E-05	0.70854883	5	0.348047203
14	66	6.3749E-05	1.3379E-05	0.05932393	0.70222256	5.0371E-05	0.67160984	5	0.31874674
15	66	5.691E-05	1.0064E-05	0.04436497	0.70636223	4.6846E-05	0.62461229	5	0.28455
16	66	4.8466E-05	6.3463E-06	0.02778275	0.711274	4.212E-05	0.56159894	5	0.242330945
17	66	3.7177E-05	2.0237E-06	0.00881044	0.71521234	3.5154E-05	0.46871439	3.5	0.130120362

Se muestran los tiempos iniciales en que se construye la dovela n y los tiempos finales tomados para el cálculo de la retracción en ese tiempo.



DOVELA	1	2	3	4	5	6	7	8
ti (días)	0	7	14	21	28	35	42	49
tf (días)	129	122	115	108	101	94	87	80

DOVELA	9	10	11	12	13	14	15	16
ti (días)	63	70	77	84	91	98	105	112
tf (días)	66	59	52	45	38	31	24	17

DOVELA	17 (central)
ti (días)	10
tf (días)	10

Deformación total debido a la retracción para t=129 equivale a: 7,507 mm.

Las siguientes tablas muestran los resultados parciales y la deformación inducida por la retracción del hormigón de las dovelas a tiempo infinito.

Cálculos parciales Retracción - Primera pila a t=∞									
DOVELA	TIEMPO	$\epsilon_{coi}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	Bds(t-ts)	Ke	$\epsilon_{ca}(t)$	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
1	∞	0.00029349	0.00021849	0.99953343	0.68066495	0.000075	1	7	2.054449207
2	∞	0.00029509	0.00022009	0.99955513	0.68563712	0.000075	1	5	1.475467931
3	∞	0.00029623	0.00022123	0.99956984	0.68916685	0.000075	1	5	1.48114951
4	∞	0.00029743	0.00022243	0.99958482	0.69290777	0.000075	1	5	1.487170553
5	∞	0.00029944	0.00022444	0.99960848	0.69914739	0.000075	1	5	1.497212196
6	∞	0.00030043	0.00022543	0.99961957	0.70222256	0.000075	1	5	1.502160706
7	∞	0.00030176	0.00022676	0.99963393	0.70636223	0.000075	1	5	1.508821714
8	∞	0.00030334	0.00022834	0.99965017	0.711274	0.000075	1	5	1.51672441

Cálculos parciales Retracción - Segunda pila a t=∞									
DOVELA	TIEMPO	$\epsilon_{coi}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	Bds(t-ts)	Ke	$\epsilon_{ca}(t)$	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
9	∞	0.00029349	0.00021849	0.99953343	0.68066495	0.000075	1	7	2.054449207
10	∞	0.00029509	0.00022009	0.99955513	0.68563712	0.000075	1	5	1.475467931
11	∞	0.00029623	0.00022123	0.99956984	0.68916685	0.000075	1	5	1.48114951
12	∞	0.00029743	0.00022243	0.99958482	0.69290777	0.000075	1	5	1.487170553
13	∞	0.00029944	0.00022444	0.99960848	0.69914739	0.000075	1	5	1.497212196
14	∞	0.00030043	0.00022543	0.99961957	0.70222256	0.000075	1	5	1.502160706
15	∞	0.00030176	0.00022676	0.99963393	0.70636223	0.000075	1	5	1.508821714
16	∞	0.00030334	0.00022834	0.99965017	0.711274	0.000075	1	5	1.51672441
Central	∞	0.00030461	0.00022961	0.99966259	0.71521234	0.000075	1	7	1.066142302

Deformación total debido a la retracción para para t=∞ equivale a: 24.058 mm.

Variación del vano central debido al efecto de retracción 24.058-6.719 = 17.209 mm



### Apéndice III. Fluencia tablero

A continuación se muestran los resultados parciales del cálculo de fluencia de las dovelas que componen el tablero del segundo puente.

La descripción de la metodología, así como el procedimiento de cálculo de cada variable ha sido descrita en el apartado correspondiente.

La numeración de las dovelas se realiza en el orden en el que estas son colocadas, de modo que se colocan las dovelas del 1 al 8 partiendo desde una de las pilas, posteriormente dovelas del 9 hasta 16 desde la otra pila y por último la dovela central número 17.

La retracción se calcula en dos situaciones. Para el instante  $t=0$ , en el que se ejecuta la dovela central y se coloca el pretensado de continuidad para solidarizar el puente entero frente a las acciones, y  $t = \infty$ , para la obtención de la contracción del tablero durante la vida útil de la estructura.

Se considera  $t=0$  el hormigonado de la primera dovela.

Los tiempos considerados son:

- 2 días desde el hormigonado hasta la operación de tesado.
- 5 días desde la ejecución del pretensado hasta el comienzo del hormigonado de la siguiente dovela.
- Una vez ejecutadas las 8 primeras dovelas (42 metros) a cada lado de uno de las dos pilas, se traslada el carro de encofrado a la otra pila en el plazo de una semana, de modo que la siguiente dovela queda ejecutada 2 semanas después.
- Se ejecuta el avance en la segunda pila al mismo ritmo.
- Se tardan 10 días en ejecutar la dovela central y el pretensado de continuidad

Con esta estimación de tiempos:

Se finaliza el primer voladizo en  $t=56$  días

Se finaliza el segundo voladizo en  $t= 119$  días

Se ejecuta el pretensado de continuidad en  $t= 129$  días ( $t_1$ )

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes de la resistencia característica del hormigón  $f_{ck}$ :

- $\alpha_1$  Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,7} \leq 1$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{40+8} \right]^{0,7} \leq 1 = 0,80$$

- $\alpha_2$  Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,2} \leq 1$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{40+8} \right]^{0,2} \leq 1 = 0,94$$

- $\alpha_3$  Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,5} \leq 1$$

$$\alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,5} \leq 1 = 0,854$$

- $\beta_c(f_{cm})$  Es el factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia en este caso con  $f_{ck}= 40$  MPa

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck}+8}} \beta(f_{cm})$$

En este caso:  $\beta(f_{cm}) = 2,425$

- $\beta_E$  Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:  $f_{ck}= 40$  MPa

$$\beta_E = 1,30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1,175$$

$$\beta_E = 1,175$$

- $E_{cm}$  Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:  $f_{ck}= 40$  MPa

$$E_{cm} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

$$E_{cm} = 30891,05 \text{ MPa}$$



- $E_{28}$  Es el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a los 28 días, se obtiene como producto de las dos variables anteriores.

$$E_{c,28} = \beta_E \cdot E_{cm}$$

$$E_{cm} = 30891,05 \text{ MPa}$$

Cálculos para  $t_1=129$  días, fecha estimada de la ejecución del pretensado de continuidad.

- Deformación por fluencia a tiempo cero

A continuación se muestran tablas con los resultados parciales para cada una de las dovelas y la deformación debido al fenómeno de fluencia en cada una de las fases de la construcción del tablero a tiempo cero o inicial.

DOVELA 1	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	1	129	2.01E-05	0.60	1.21	2.37	514.49	1.22	0.80	0.51	1055.19	7	0.14
2	129	2.21E-05	0.89	0.90	1.79	514.49	1.22	0.61	0.50	1055.19	7	0.15	
3	129	2.72E-05	1.24	0.80	1.61	514.49	1.22	0.54	0.50	1055.19	7	0.19	
4	129	3.13E-05	1.55	0.73	1.50	514.49	1.22	0.51	0.49	1055.19	7	0.22	
5	129	3.44E-05	1.83	0.68	1.43	514.49	1.22	0.48	0.48	1055.19	7	0.24	
6	129	3.71E-05	2.09	0.64	1.37	514.49	1.22	0.46	0.47	1055.19	7	0.26	
7	129	3.92E-05	2.34	0.61	1.33	514.49	1.22	0.45	0.46	1055.19	7	0.27	
8	129	4.10E-05	2.57	0.58	1.29	514.49	1.22	0.44	0.45	1055.19	7	0.29	

DOVELA 2	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	2	129	3.26E-05	0.97	1.22	2.38	498.39	1.22	0.80	0.52	1030.00	5	0.16
3	129	3.38E-05	1.35	0.91	1.80	498.39	1.22	0.61	0.51	1030.00	5	0.17	
4	129	3.74E-05	1.69	0.80	1.61	498.39	1.22	0.54	0.50	1030.00	5	0.19	
5	129	4.05E-05	1.99	0.74	1.50	498.39	1.22	0.51	0.49	1030.00	5	0.20	
6	129	4.32E-05	2.28	0.69	1.43	498.39	1.22	0.48	0.48	1030.00	5	0.22	
7	129	4.55E-05	2.55	0.65	1.37	498.39	1.22	0.46	0.47	1030.00	5	0.23	
8	129	4.74E-05	2.80	0.61	1.33	498.39	1.22	0.45	0.46	1030.00	5	0.24	

DOVELA 3	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	3	129	4.83E-05	1.42	1.23	2.38	487.34	1.23	0.80	0.52	1012.70	5	0.24
4	129	4.51E-05	1.79	0.92	1.80	487.34	1.23	0.61	0.51	1012.70	5	0.23	
5	129	4.70E-05	2.11	0.81	1.61	487.34	1.23	0.54	0.50	1012.70	5	0.24	
6	129	4.93E-05	2.41	0.74	1.51	487.34	1.23	0.51	0.49	1012.70	5	0.25	
7	129	5.14E-05	2.69	0.69	1.43	487.34	1.23	0.48	0.48	1012.70	5	0.26	
8	129	5.33E-05	2.96	0.65	1.38	487.34	1.23	0.46	0.47	1012.70	5	0.27	

DOVELA 4	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	4	129	6.43E-05	1.88	1.24	2.38	475.95	1.23	0.80	0.52	994.88	5	0.32
5	129	5.65E-05	2.22	0.92	1.80	475.95	1.23	0.61	0.51	994.88	5	0.28	
6	129	5.70E-05	2.54	0.82	1.62	475.95	1.23	0.54	0.50	994.88	5	0.28	
7	129	5.85E-05	2.84	0.75	1.51	475.95	1.23	0.51	0.50	994.88	5	0.29	
8	129	6.00E-05	3.12	0.70	1.44	475.95	1.23	0.48	0.49	994.88	5	0.30	

DOVELA 5	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	5	129	8.16E-05	2.36	1.25	2.39	457.68	1.23	0.80	0.52	966.29	5	0.41
6	129	6.94E-05	2.70	0.93	1.81	457.68	1.23	0.61	0.52	966.29	5	0.35	
7	129	6.85E-05	3.02	0.82	1.62	457.68	1.23	0.54	0.51	966.29	5	0.34	
8	129	6.92E-05	3.32	0.76	1.51	457.68	1.23	0.51	0.50	966.29	5	0.35	

DOVELA 6	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	6	129	9.75E-05	2.81	1.26	2.40	448.99	1.23	0.80	0.53	952.69	5	0.49
7	129	8.12E-05	3.14	0.94	1.81	448.99	1.23	0.61	0.52	952.69	5	0.41	
8	129	7.89E-05	3.46	0.83	1.62	448.99	1.23	0.54	0.51	952.69	5	0.39	

DOVELA 7	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	7	129	1.14E-04	3.27	1.27	2.40	437.62	1.24	0.80	0.53	934.88	5	0.57
8	129	9.36E-05	3.59	0.95	1.81	437.62	1.24	0.61	0.52	934.88	5	0.47	

DOVELA 8	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	8	129	1.32E-04	3.74	1.28	2.41	424.57	1.24	0.80	0.53	914.47	5	0.66

Llegado este punto se habría construido el primer tramo en T del puente compuesto por la pila 1. A continuación se muestra el contenido de los resultados parciales de deformación por fluencia del segundo tramo en T de la pila 2 (dovela 9 a 16).

DOVELA 9	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	$\varphi(t,t0i)$	$\varphi0(t0i)$	Espesor medio	$\varphiHR$	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	9	66	1.66E-05	0.60	1.00	2.37	514.49	1.22	0.80	0.42	1055.19	7	0.12
10	66	1.80E-05	0.89	0.73	1.79	514.49	1.22	0.61	0.41	1055.19	7	0.13	
11	66	2.16E-05	1.24	0.64	1.61	514.49	1.22	0.54	0.40	1055.19	7	0.15	
12	66	2.43E-05	1.55	0.57	1.50	514.49	1.22	0.51	0.38	1055.19	7	0.17	
13	66	2.59E-05	1.83	0.51	1.43	514.49	1.22	0.48	0.36	1055.19	7	0.18	
14	66	2.67E-05	2.09	0.46	1.37	514.49	1.22	0.46	0.34	1055.19	7	0.19	
15	66	2.66E-05	2.34	0.41	1.33	514.49	1.22	0.45	0.31	1055.19	7	0.19	
16	66	2.54E-05	2.57	0.36	1.29	514.49	1.22	0.44	0.28	1055.19	7	0.18	



DOVELA 10	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	10	66	2.70E-05	0.97	1.01	2.38	498.39	1.22	0.80	0.43	1030.00	5	0.14
11	66	2.75E-05	1.35	0.74	1.80	498.39	1.22	0.61	0.41	1030.00	5	0.14	
12	66	2.98E-05	1.69	0.64	1.61	498.39	1.22	0.54	0.40	1030.00	5	0.15	
13	66	3.15E-05	1.99	0.57	1.50	498.39	1.22	0.51	0.38	1030.00	5	0.16	
14	66	3.25E-05	2.28	0.52	1.43	498.39	1.22	0.48	0.36	1030.00	5	0.16	
15	66	3.27E-05	2.55	0.47	1.37	498.39	1.22	0.46	0.34	1030.00	5	0.16	
16	66	3.21E-05	2.80	0.42	1.33	498.39	1.22	0.45	0.31	1030.00	5	0.16	

DOVELA 11	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	11	66	4.00E-05	1.42	1.02	2.38	487.34	1.23	0.80	0.43	1012.70	5	0.20
12	66	3.67E-05	1.79	0.75	1.80	487.34	1.23	0.61	0.41	1012.70	5	0.18	
13	66	3.75E-05	2.11	0.65	1.61	487.34	1.23	0.54	0.40	1012.70	5	0.19	
14	66	3.83E-05	2.41	0.58	1.51	487.34	1.23	0.51	0.38	1012.70	5	0.19	
15	66	3.86E-05	2.69	0.52	1.43	487.34	1.23	0.48	0.36	1012.70	5	0.19	
16	66	3.84E-05	2.96	0.47	1.38	487.34	1.23	0.46	0.34	1012.70	5	0.19	

DOVELA 12	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	12	66	5.33E-05	1.88	1.03	2.38	475.95	1.23	0.80	0.43	994.88	5	0.27
13	66	4.60E-05	2.22	0.75	1.80	475.95	1.23	0.61	0.42	994.88	5	0.23	
14	66	4.54E-05	2.54	0.65	1.62	475.95	1.23	0.54	0.40	994.88	5	0.23	
15	66	4.54E-05	2.84	0.58	1.51	475.95	1.23	0.51	0.38	994.88	5	0.23	
16	66	4.51E-05	3.12	0.52	1.44	475.95	1.23	0.48	0.37	994.88	5	0.23	

DOVELA 13	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	13	66	6.76E-05	2.36	1.04	2.39	457.68	1.23	0.80	0.43	966.29	5	0.34
14	66	5.65E-05	2.70	0.76	1.81	457.68	1.23	0.61	0.42	966.29	5	0.28	
15	66	5.46E-05	3.02	0.66	1.62	457.68	1.23	0.54	0.41	966.29	5	0.27	
16	66	5.37E-05	3.32	0.59	1.51	457.68	1.23	0.51	0.39	966.29	5	0.27	
16	66	4.51E-05	3.12	0.52	1.44	475.95	1.23	0.48	0.37	994.88	5	0.23	

DOVELA 14	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	14	66	8.09E-05	2.81	1.04	2.40	448.99	1.23	0.80	0.44	952.69	5	0.40
15	66	6.62E-05	3.14	0.76	1.81	448.99	1.23	0.61	0.42	952.69	5	0.33	
16	66	6.29E-05	3.46	0.66	1.62	448.99	1.23	0.54	0.41	952.69	5	0.31	

DOVELA 15	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	15	66	9.47E-05	3.27	1.05	2.40	437.62	1.24	0.80	0.44	934.88	5	0.47
16	66	7.63E-05	3.59	0.77	1.81	437.62	1.24	0.61	0.42	934.88	5	0.38	

DOVELA 16	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	16	66	1.09E-04	3.74	1.06	2.41	424.57	1.24	0.80	0.44	914.47	5	0.55

Se obtiene por tanto una deformación por fluencia a tiempo inicial de 29.39 mm

➤ Deformación por fluencia a tiempo infinito

Se muestran los resultados parciales de las dovelas 1 a 8 para la deformación por fluencia a tiempo infinito.

DOVELA 1	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	1	∞	3.92E-05	0.60	2.37	2.37	514.49	1.22	0.80	1.00	1055.19	7	0.27
2	∞	4.39E-05	0.89	1.79	1.79	514.49	1.22	0.61	1.00	1055.19	7	0.31	
3	∞	5.47E-05	1.24	1.61	1.61	514.49	1.22	0.54	1.00	1055.19	7	0.38	
4	∞	6.41E-05	1.55	1.50	1.50	514.49	1.22	0.51	1.00	1055.19	7	0.45	
5	∞	7.19E-05	1.83	1.43	1.43	514.49	1.22	0.48	1.00	1055.19	7	0.50	
6	∞	7.90E-05	2.09	1.37	1.37	514.49	1.22	0.46	1.00	1055.19	7	0.55	
7	∞	8.54E-05	2.34	1.33	1.33	514.49	1.22	0.45	1.00	1055.19	7	0.60	
8	∞	9.14E-05	2.57	1.29	1.29	514.49	1.22	0.44	1.00	1055.19	7	0.64	

DOVELA 2	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	2	∞	6.33E-05	0.97	2.38	2.38	498.39	1.22	0.80	1.00	1030.00	5	0.32
3	∞	6.66E-05	1.35	1.80	1.80	498.39	1.22	0.61	1.00	1030.00	5	0.33	
4	∞	7.49E-05	1.69	1.61	1.61	498.39	1.22	0.54	1.00	1030.00	5	0.37	
5	∞	8.25E-05	1.99	1.50	1.50	498.39	1.22	0.51	1.00	1030.00	5	0.41	
6	∞	8.97E-05	2.28	1.43	1.43	498.39	1.22	0.48	1.00	1030.00	5	0.45	
7	∞	9.63E-05	2.55	1.37	1.37	498.39	1.22	0.46	1.00	1030.00	5	0.48	
8	∞	1.03E-04	2.80	1.33	1.33	498.39	1.22	0.45	1.00	1030.00	5	0.51	

DOVELA 3	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	3	∞	9.33E-05	1.42	2.38	2.38	487.34	1.23	0.80	1.00	1012.70	5	0.47
4	∞	8.85E-05	1.79	1.80	1.80	487.34	1.23	0.61	1.00	1012.70	5	0.44	
5	∞	9.37E-05	2.11	1.61	1.61	487.34	1.23	0.54	1.00	1012.70	5	0.47	
6	∞	9.99E-05	2.41	1.51	1.51	487.34	1.23	0.51	1.00	1012.70	5	0.50	
7	∞	1.06E-04	2.69	1.43	1.43	487.34	1.23	0.48	1.00	1012.70	5	0.53	
8	∞	1.12E-04	2.96	1.38	1.38	487.34	1.23	0.46	1.00	1012.70	5	0.56	

DOVELA 4	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	4	∞	1.24E-04	1.88	2.38	2.38	475.95	1.23	0.80	1.00	994.88	5	0.62
5	∞	1.10E-04	2.22	1.80	1.80	475.95	1.23	0.61	1.00	994.88	5	0.55	
6	∞	1.13E-04	2.54	1.62	1.62	475.95	1.23	0.54	1.00	994.88	5	0.57	
7	∞	1.18E-04	2.84	1.51	1.51	475.95	1.23	0.51	1.00	994.88	5	0.59	
8	∞	1.23E-04	3.12	1.44	1.44	475.95	1.23	0.48	1.00	994.88	5	0.62	

DOVELA 5	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Esesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	5	∞	1.56E-04	2.36	2.39	2.39	457.68	1.23	0.80	1.00	966.29	5	0.78
6	∞	1.34E-04	2.70	1.81	1.81	457.68	1.23	0.61	1.00	966.29	5	0.67	
7	∞	1.35E-04	3.02	1.62	1.62	457.68	1.23	0.54	1.00	966.29	5	0.67	
8	∞	1.38E-04	3.32	1.51	1.51	457.68	1.23	0.51	1.00	966.29	5	0.69	



DOVELA 6	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	Aδ(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Espesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	6	∞		1.85E-04	2.81	2.39	2.40	448.99	1.23	0.80	1.00	952.69	5
7	∞		1.57E-04	3.14	1.81	1.81	448.99	1.23	0.61	1.00	952.69	5	0.78
8	∞		1.55E-04	3.46	1.62	1.62	448.99	1.23	0.54	1.00	952.69	5	0.77

DOVELA 7	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	Aδ(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Espesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	7	∞		2.16E-04	3.27	2.40	2.40	437.62	1.24	0.80	1.00	934.88	5
8	∞		1.80E-04	3.59	1.81	1.81	437.62	1.24	0.61	1.00	934.88	5	0.90

DOVELA 8	Fase	t (días)	Aec(t,t0i)	Aδ(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Espesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	Long (m)	Def. fluencia mm
	8	∞		2.48E-04	3.74	2.41	2.41	424.57	1.24	0.80	1.00	914.47	5

Acabada el primer tramo en T por parte de la pila 1, se procede a la construcción del segundo tramo en T por parte de la pila 2. Los resultados parciales de las dovelas 9 a 16 para una deformación por fluencia a tiempo infinito corresponden con los mismos resultados mostrados anteriormente. Por lo que la fluencia sufrida por el puente completo será el doble de la que se muestra en las tablas.

Se obtiene por tanto una deformación por fluencia total a tiempo infinito de 42 mm en la totalidad del puente.





**Apéndice IV. Deformaciones instantáneas**

A continuación se muestran los resultados parciales de la deformación instantánea que sufre el hormigón en el momento de su endurecimiento por el fraguado del mismo. Estos resultados corresponden a las dovelas 1 a 8 coincidiendo con las dovelas 9 a 16.

DOVELA 1	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	1	0	6521.3	10855400.0	15565.4	30891.1	0.5	0.3
	2	0	9647.1	10855400.0	25521.2	30891.1	0.8	0.2
	3	0	13422.6	10855400.0	28495.5	30891.1	0.9	0.3
	4	0	16842.5	10855400.0	30103.1	30891.1	1.0	0.4
	5	0	19874.3	10855400.0	31154.0	30891.1	1.0	0.4
	6	0	22705.1	10855400.0	31912.2	30891.1	1.0	0.5
	7	0	25389.2	10855400.0	32493.4	30891.1	1.1	0.5
	8	0	27930.9	10855400.0	32957.8	30891.1	1.1	0.5

DOVELA 2	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	2	0	9647.12	9975900	15565.43	30891.05	0.50	0.31
	3	0	13422.60	9975900	25521.16	30891.05	0.83	0.26
	4	0	16842.54	9975900	28495.54	30891.05	0.92	0.30
	5	0	19874.27	9975900	30103.09	30891.05	0.97	0.33
	6	0	22705.15	9975900	31154.03	30891.05	1.01	0.37
	7	0	25389.17	9975900	31912.16	30891.05	1.03	0.40
	8	0	27930.88	9975900	32493.35	30891.05	1.05	0.43

DOVELA 3	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	3	0	13422.602	9431300	15565.43	30891.05	0.50	0.46
	4	0	16842.544	9431300	25521.16	30891.05	0.83	0.35
	5	0	19874.269	9431300	28495.54	30891.05	0.92	0.37
	6	0	22705.146	9431300	30103.09	30891.05	0.97	0.40
	7	0	25389.174	9431300	31154.03	30891.05	1.01	0.43
8	0	27930.882	9431300	31912.16	30891.05	1.03	0.46	

DOVELA 4	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	4	0	16842.54	8949900	15565.4257	30891.05	0.50	0.60
	5	0	19874.27	8949900	25521.1609	30891.05	0.83	0.44
	6	0	22705.15	8949900	28495.5401	30891.05	0.92	0.45
	7	0	25389.17	8949900	30103.091	30891.05	0.97	0.47
8	0	27930.88	8949900	31154.0283	30891.05	1.01	0.50	

DOVELA 5	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	5	0	19874.27	8416300	15565.43	30891.05	0.50	0.76
	6	0	22705.15	8416300	25521.16	30891.05	0.83	0.53
	7	0	25389.17	8416300	28495.54	30891.05	0.92	0.53
8	0	27930.88	8416300	30103.09	30891.05	0.97	0.55	

DOVELA 6	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	6	0	22705.15	8084100	15565.43	30891.05	0.50	0.90
	7	0	25389.17	8084100	25521.16	30891.05	0.83	0.62
	8	0	27930.88	8084100	28495.54	30891.05	0.92	0.61
	8	0	27930.88	8416300	30103.09	30891.05	0.97	0.55

DOVELA 7	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	7	0	25389.17	7772400	15565.43	30891.05	0.50	1.05
8	0	27930.88	7772400	25521.16	30891.05	0.83	0.70	

DOVELA 8	Fase	Tiempo	$\Delta F(\text{toi})$	Ac	$E_c, \text{toi}$	Ecm	Factor corrección	Def. instant. mm.
	8	0	27930.882	7471100	15565.4257	30891.05	0.50	1.20

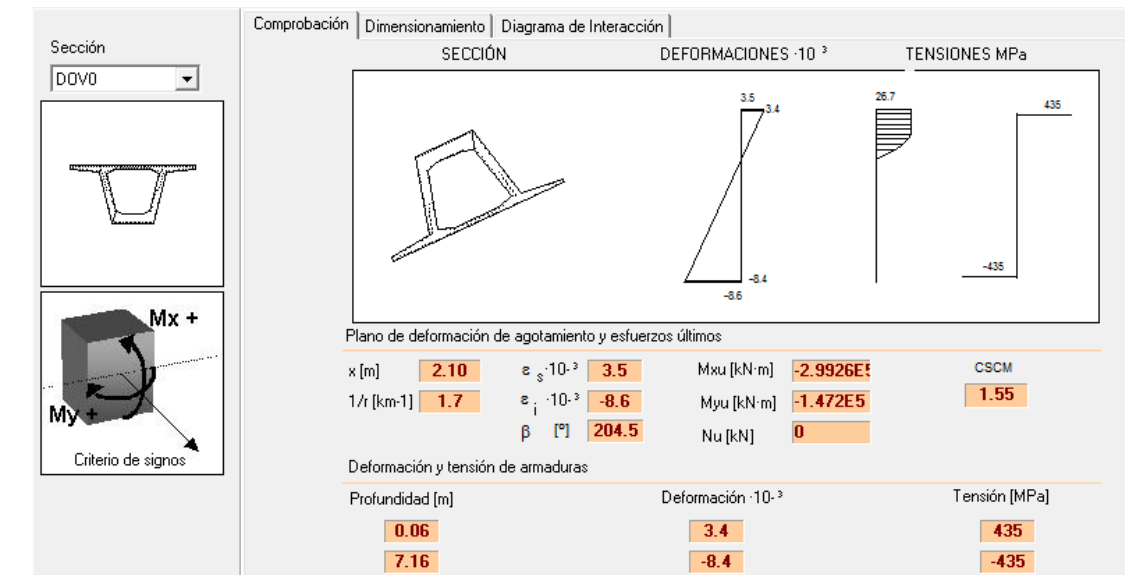
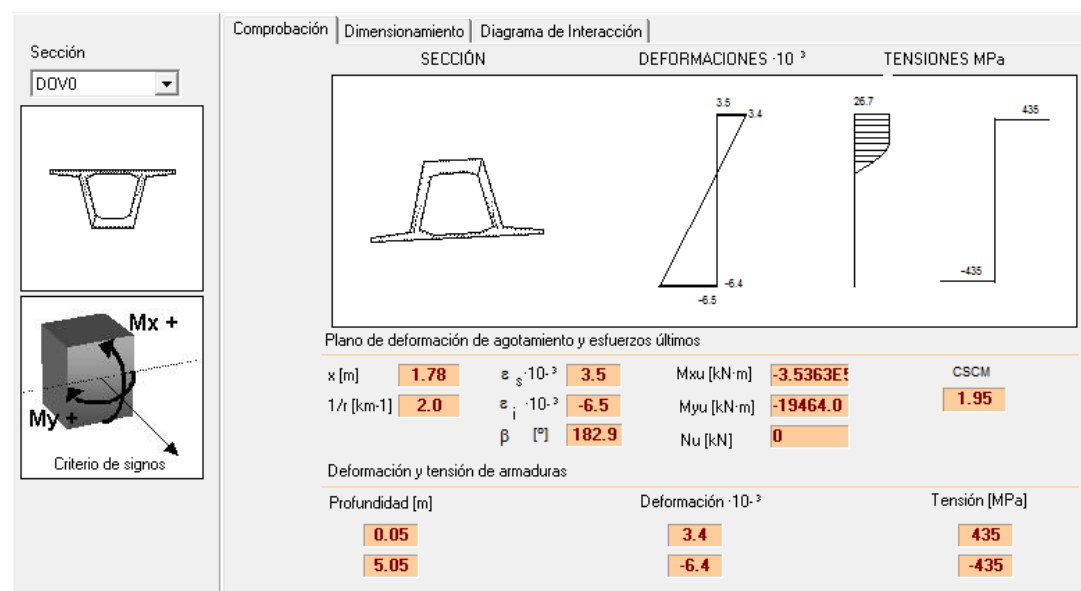
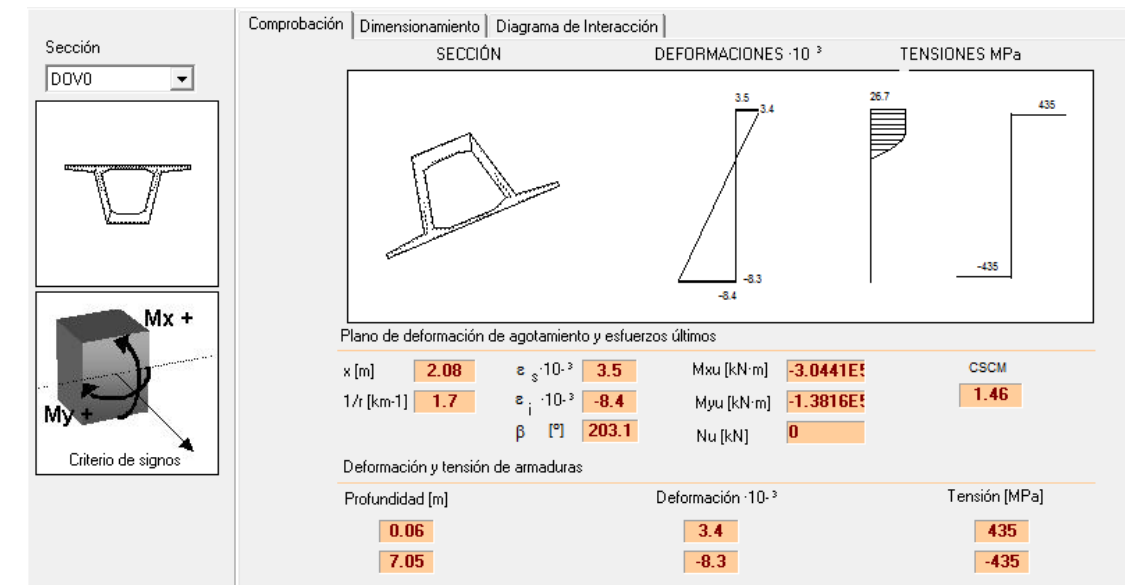
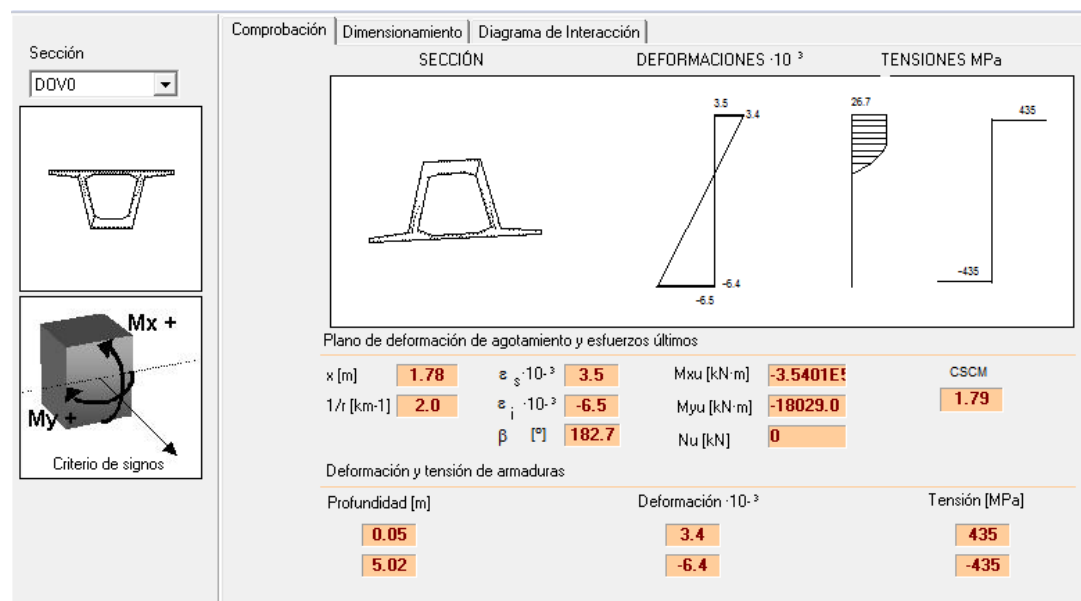


**Apéndice V. Comprobación ELU secciones tablero**

➤ Dovela "0"

Dovela "0"	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	5633.71	-202874.922	-187008.298	<b>-197241.212</b>	<b>-181374.588</b>
Mmax (Z)	-10065.427	0	0	<b>-10065.427</b>	<b>-10065.427</b>
			<b>CSCM</b>	<b>1.79</b>	<b>1.95</b>

Dovela "0"	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-5631.5453	-202874.922	-187008.298	<b>-208506.467</b>	<b>-192639.843</b>
Min (Z)	-94782.6617	0	0	<b>-94782.6617</b>	<b>-94782.6617</b>
			<b>CSCM</b>	<b>1.46</b>	<b>1.55</b>

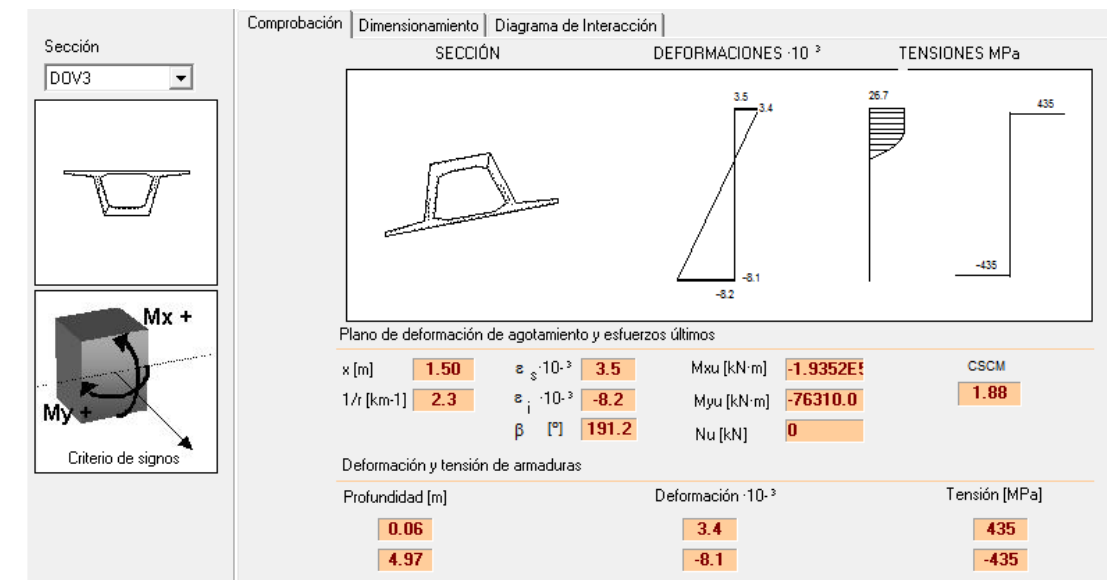
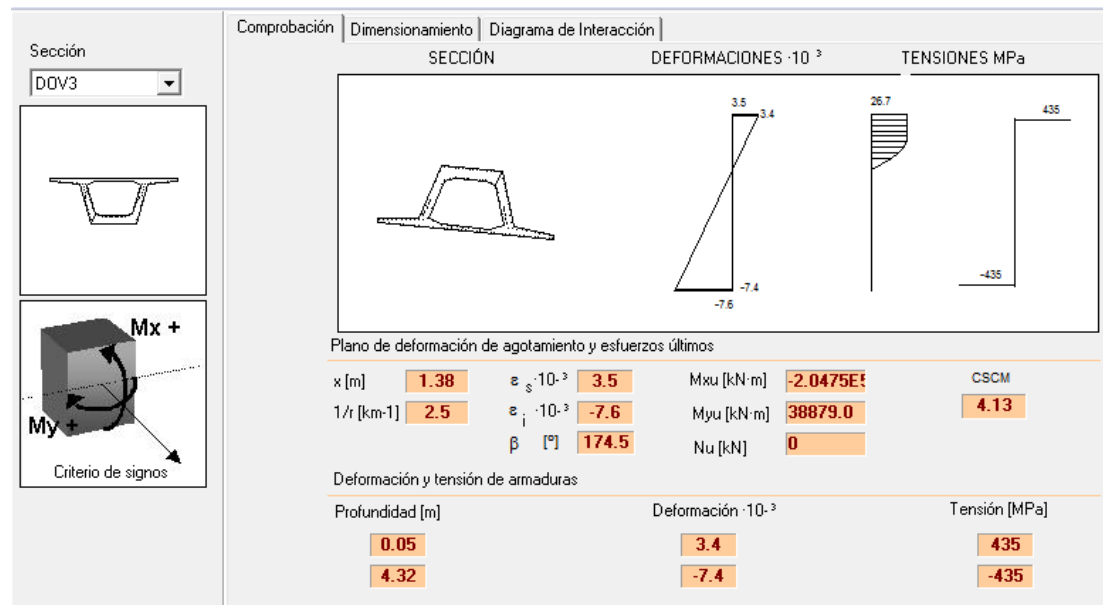
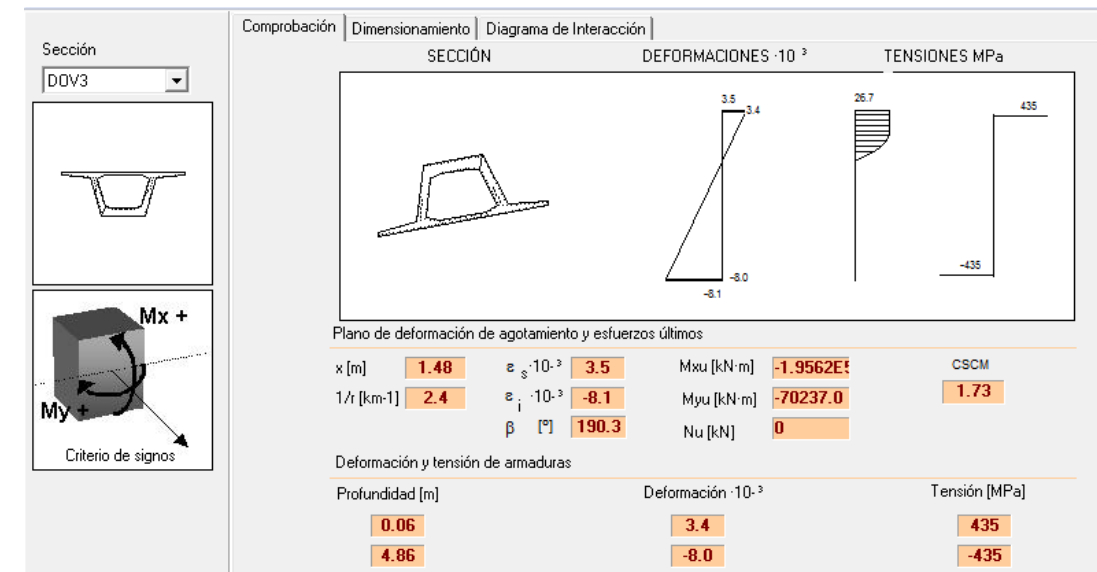
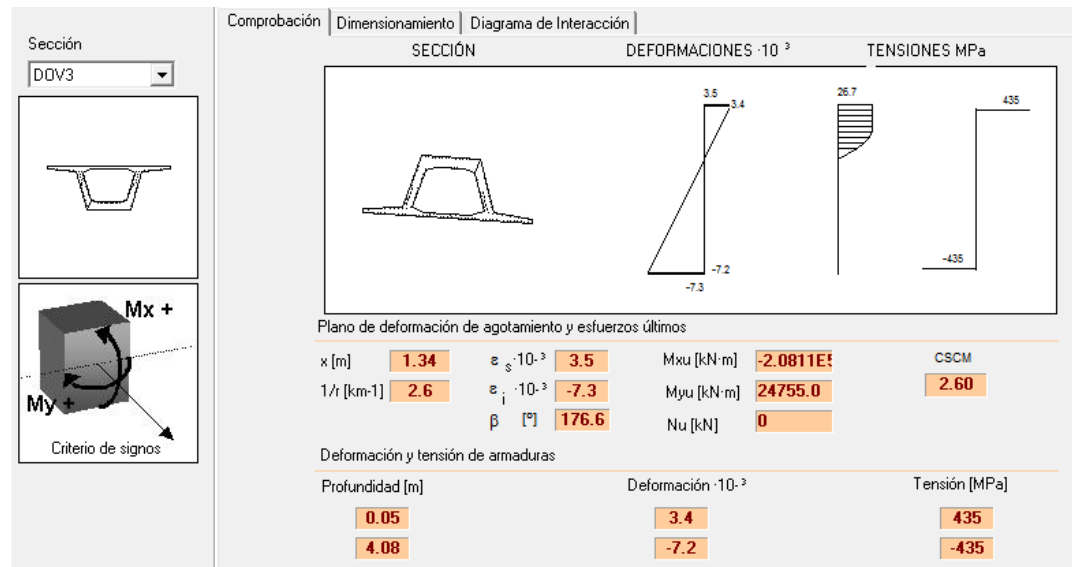




➤ Dovela 3

Dovela 3	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	16608.5759	-96648.336	-66158.6535	<b>-80039.7601</b>	<b>-49550.0776</b>
Mmax (Z)	9274.6827	0	0	<b>9274.6827</b>	<b>9274.6827</b>
			<b>CSCM</b>	<b>2.6</b>	<b>4.13</b>

Dovela 3	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-16606.1709	-96648.336	-86351.724	<b>-113254.507</b>	<b>-102957.895</b>
Min (Z)	-40620.7099	0	0	<b>-40620.7099</b>	<b>-40620.7099</b>
			<b>CSCM</b>	<b>1.73</b>	<b>1.88</b>

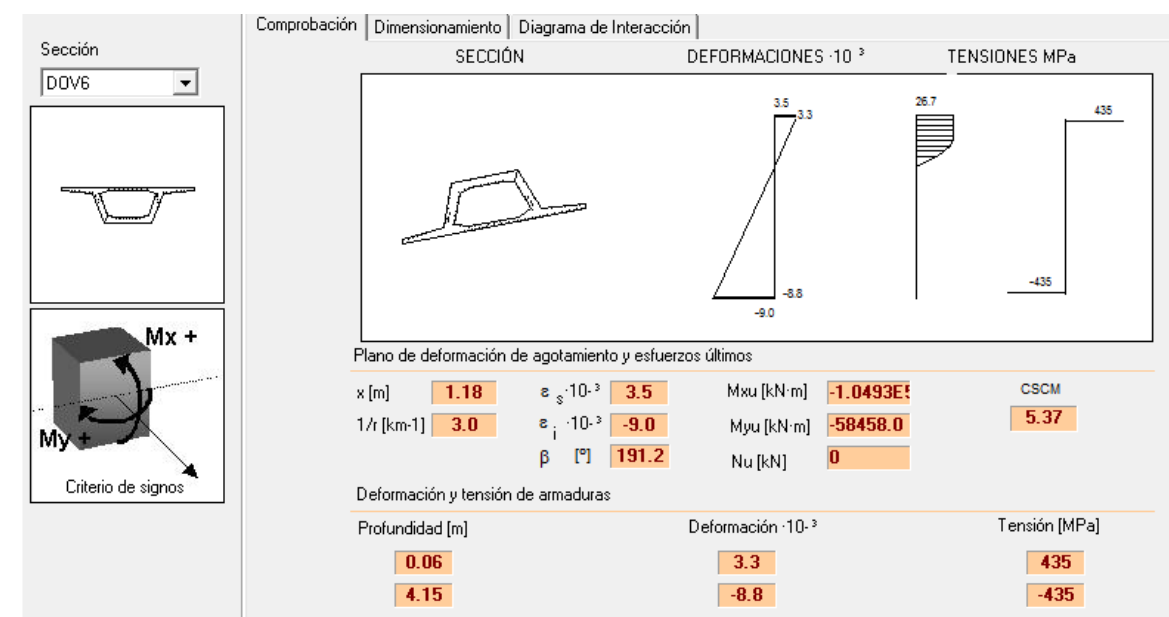
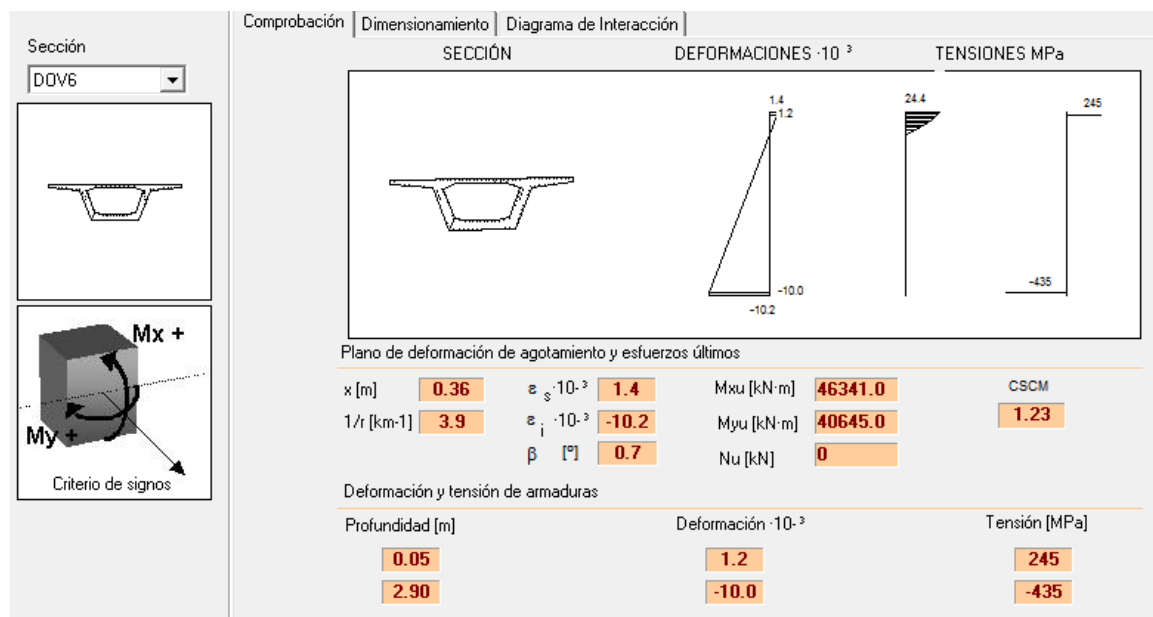
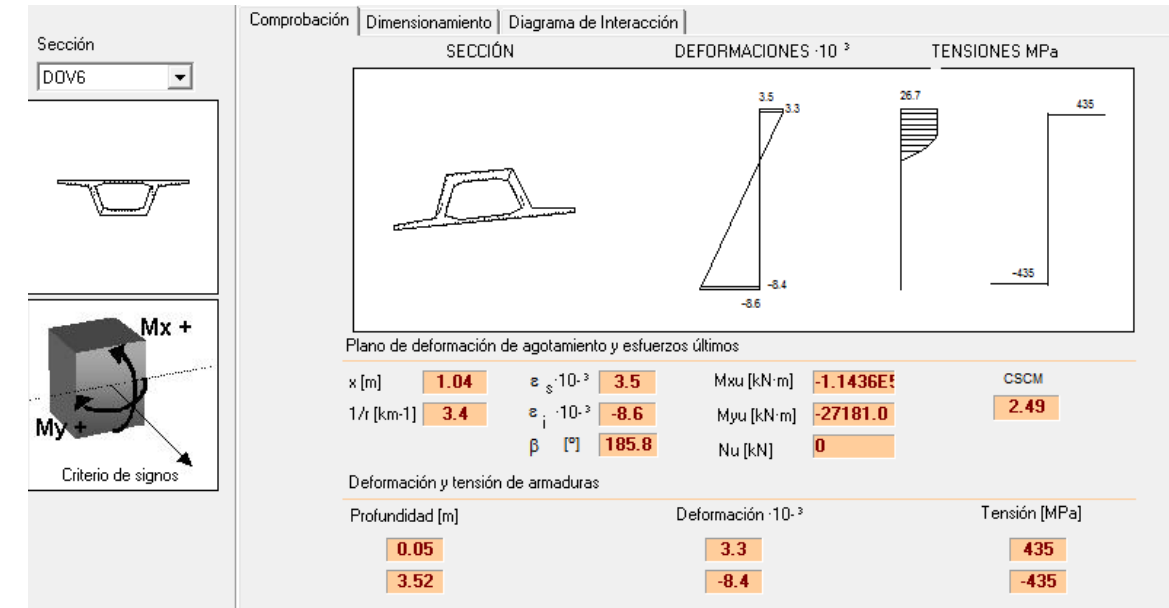
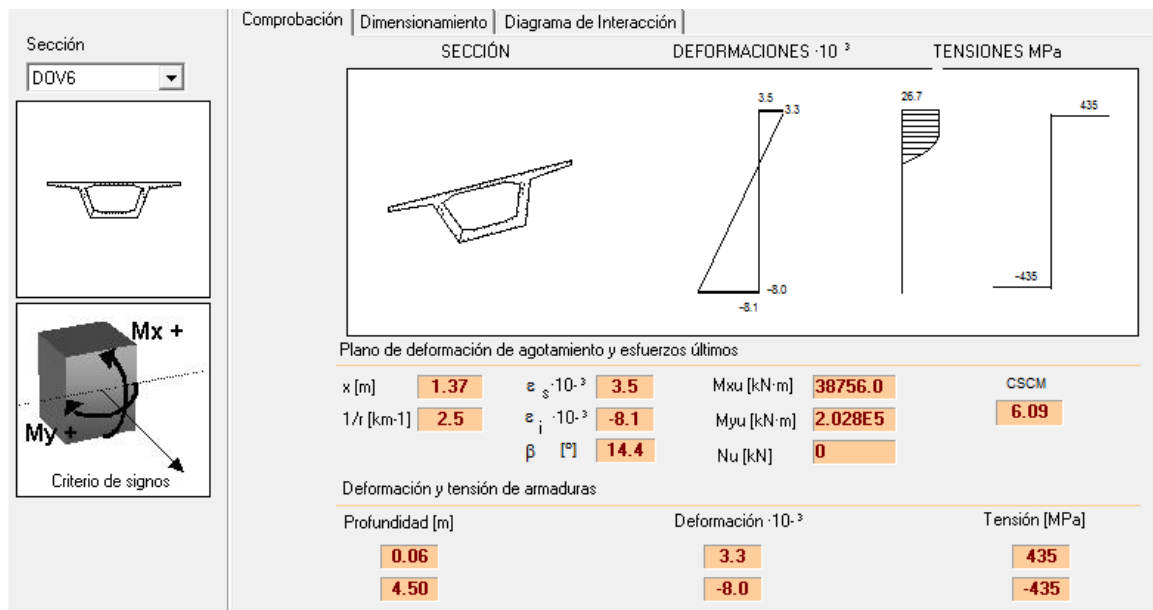




➤ Dovela 6

Dovela 6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	26131.4415	-19769.1165	11459.3063	<b>6362.325</b>	<b>37590.7478</b>
Mmax (Z)	33298.3045	0	0	<b>33298.3045</b>	<b>33298.3045</b>
			<b>CSCM</b>	<b>6.09</b>	<b>1.23</b>

Dovela 6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-26129.0411	-19769.1165	6593.65313	<b>-45898.1576</b>	<b>-19535.388</b>
Min (Z)	-10885.6346	0	0	<b>-10885.6346</b>	<b>-10885.6346</b>
			<b>CSCM</b>	<b>2.49</b>	<b>5.37</b>

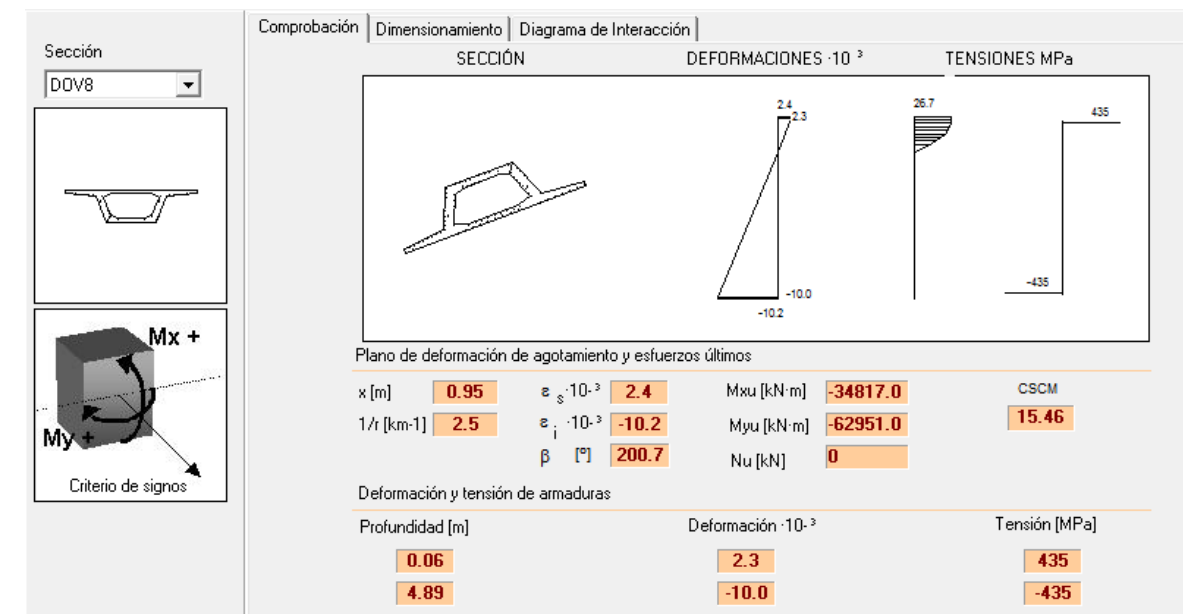
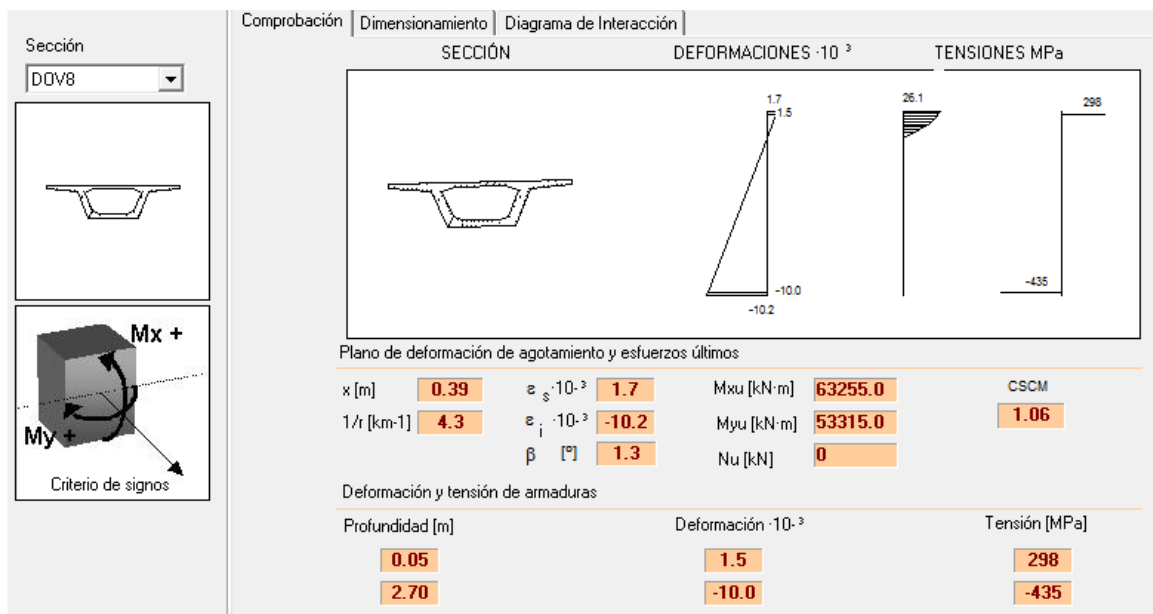
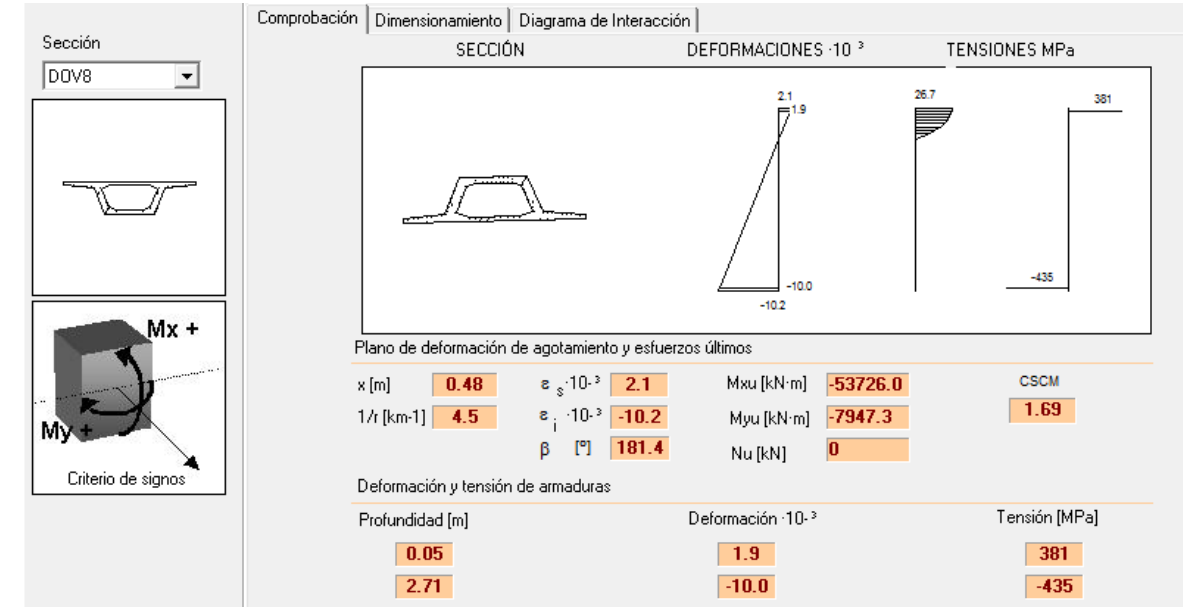
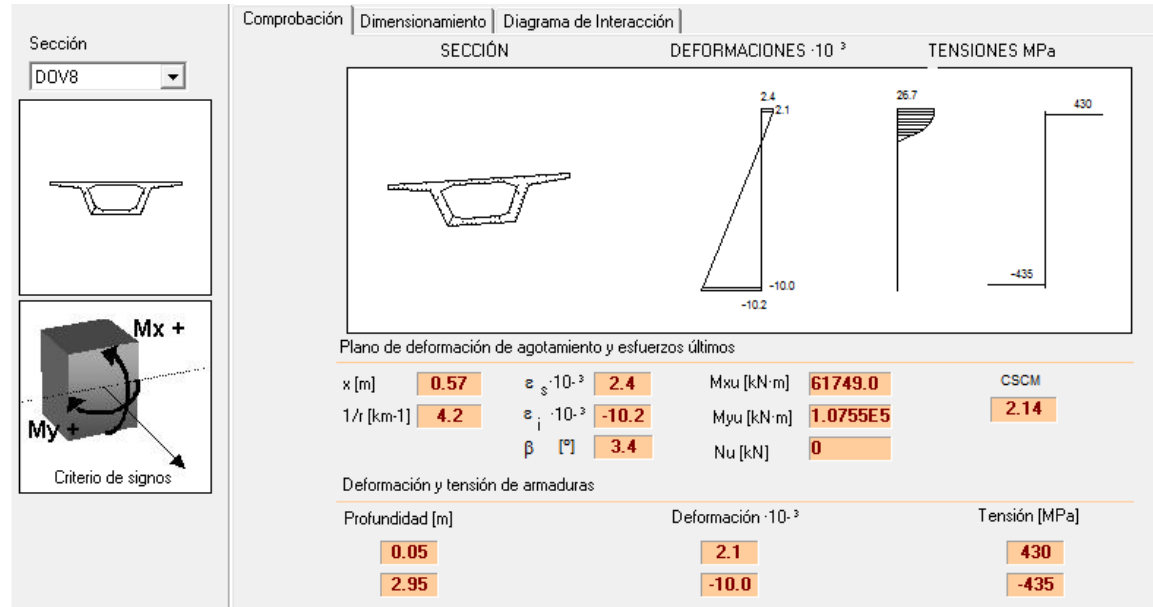




➤ Dovela 8

Dovela 8	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-30297.4474	-1493.05275	28033.1193	<b>-31790.5002</b>	<b>-2264.32815</b>
Min (Z)	-4065.9354	0	0	<b>-4065.9354</b>	<b>-4065.9354</b>
			<b>CSCM</b>	<b>1.69</b>	<b>15.46</b>

Dovela 8	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	30299.8441	-1493.05275	29624.6093	<b>28806.7914</b>	<b>59924.4534</b>
Mmax (Z)	50179.8618	0	0	<b>50179.8618</b>	<b>50179.8618</b>
			<b>CSCM</b>	<b>2.14</b>	<b>1.06</b>

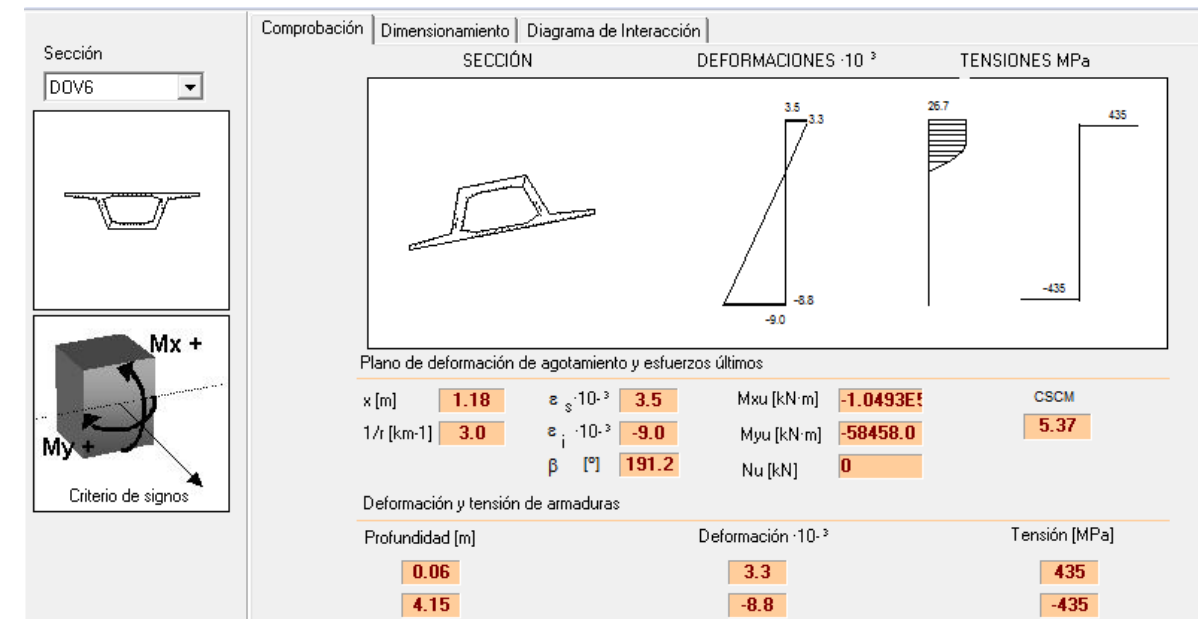
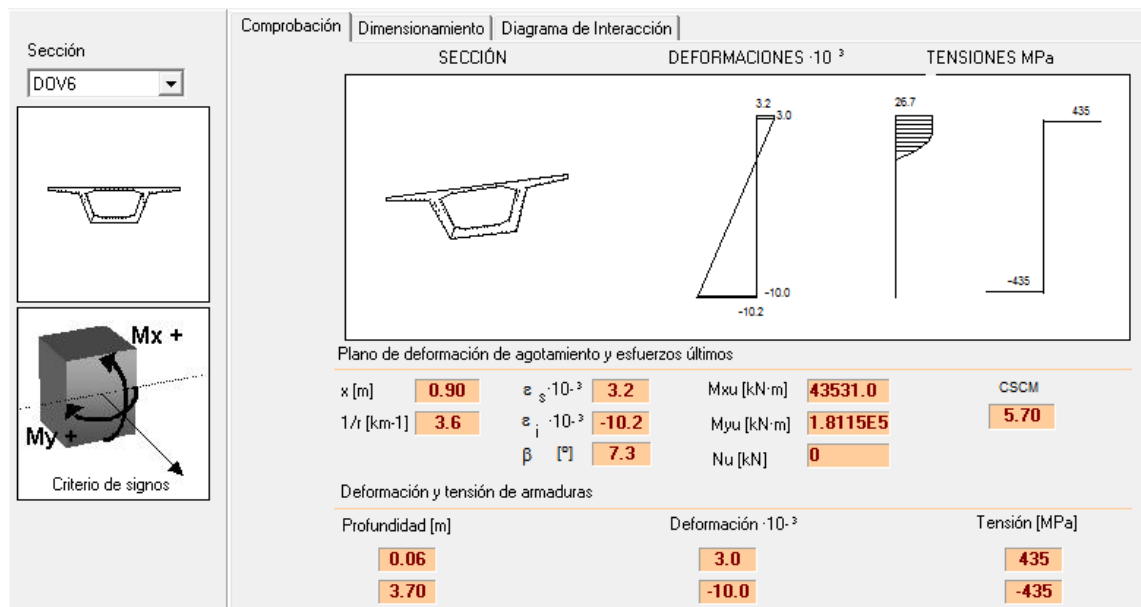
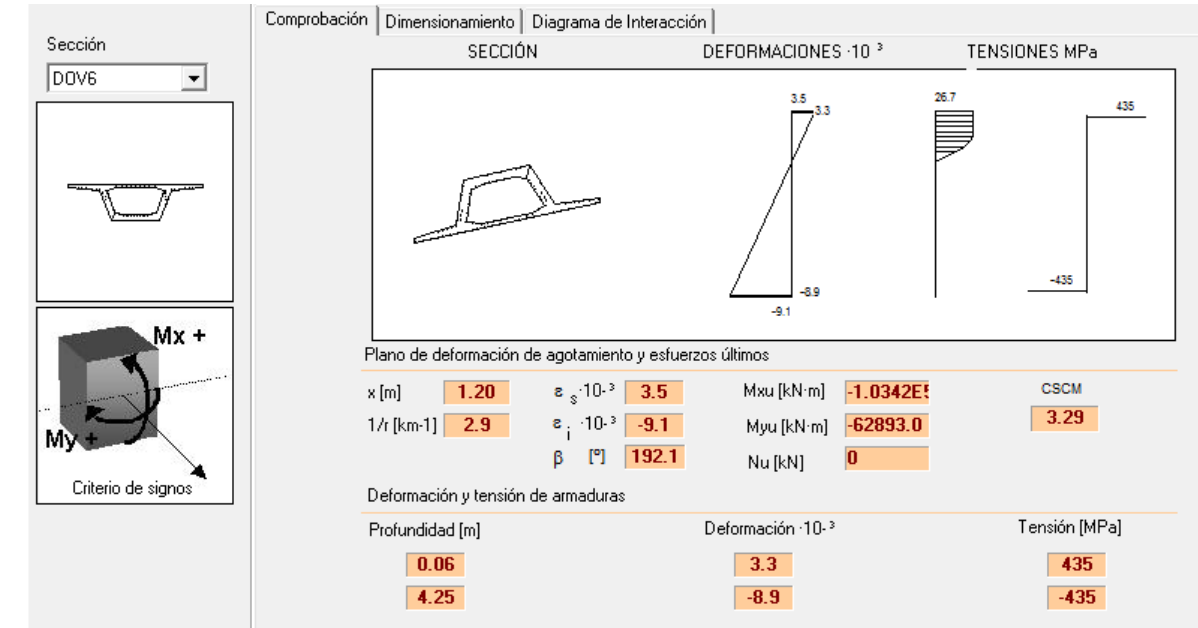
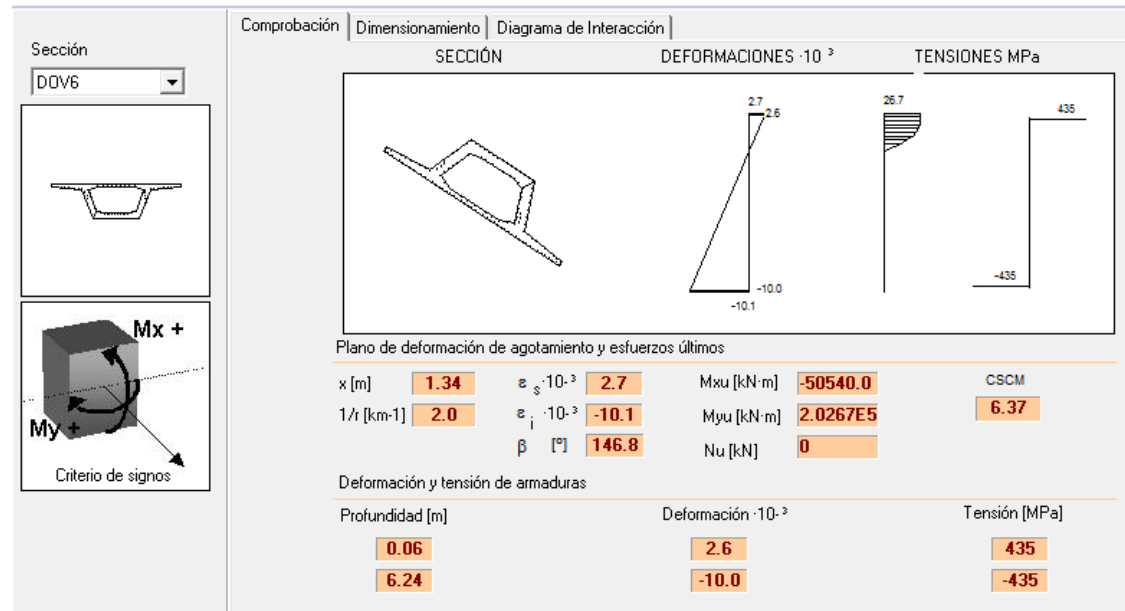




➤ Dovela -6 (simétrica-vano externo)

Dovela -6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (Y)	11662.6461	-19762.623	-4043.69888	<b>-8099.9769</b>	<b>7618.94723</b>
Mmax (Z)	31791.9788	0	0	<b>31791.9788</b>	<b>31791.9788</b>
			<b>CSCM</b>	<b>6.37</b>	<b>5.7</b>

Dovela -6	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Min (Y)	-11661.6354	-19762.623	-4043.69888	<b>-31424.2584</b>	<b>-15705.3343</b>
Min (Z)	-19109.8832	0	0	<b>-19109.8832</b>	<b>-19109.8832</b>
			<b>CSCM</b>	<b>3.29</b>	<b>5.37</b>





**Apéndice VI. Comprobación ELS fisuración dovelas tablero**

A continuación se muestran los cálculos intermedios realizados para la comprobación a fisuración de las dovelas que componen el tablero del segundo puente. Cada dovela es comprobada en cuatro ocasiones; a tiempo 0 para momento máximo y momento mínimo y a tiempo infinito para momento máximo y momento mínimo.

➤ **Dovela 0**

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA					
Dovela a comprobar:	Dovela 0	Resist. A compresión			
Localización (m):	68.8	fck = 40 Mpa			
A tiempo:	t=0	Mom. Máximo			
Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)	
11.24	0	34.69	2.09	4.75	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	142333.05	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	5500.59
Mp (kN·m)	152022.50	Mdy (kN·m)	-146521.91	Ndt (kN)	128099.74
ε	0.379892				
χ	0.005285				

Resultados		
Tensión Fibra Sup (Mpa)	11.82	No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	10.97	No fisura
fctm (Mpa)	-3.5	

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA					
Dovela a comprobar:	Dovela 0	Resist. A compresión			
Localización (m):	68.8	fck = 40 Mpa			
A tiempo:	t=inf	Mom. Máximo			
Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)	
11.24	0	34.69	2.09	4.75	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	142333.05	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	17253.64
Mp (kN·m)	152022.50	Mdy (kN·m)	-134768.86	Ndt (kN)	89669.82
ε	0.265925				
χ	0.016579				

Resultados		
Tensión Fibra Sup (Mpa)	9.30	No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	6.65	No fisura
fctm (Mpa)	-3.5	

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA					
Dovela a comprobar:	Dovela 0	Resist. A compresión			
Localización (m):	68.8	fck = 40 Mpa			
A tiempo:	t=0	Mom. Mínimo			
Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)	
11.24	0	34.69	2.09	4.75	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	142333.05	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	-2009.58
Mp (kN·m)	152022.50	Mdy (kN·m)	-154032.08	Ndt (kN)	128099.74
ε	0.379892				
χ	-0.001931				

Resultados		
Tensión Fibra Sup (Mpa)	11.24	No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	11.55	No fisura
fctm (Mpa)	-3.5	

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA					
Dovela a comprobar:	Dovela 0	Resist. A compresión			
Localización (m):	68.8	fck = 40 Mpa			
A tiempo:	t=inf	Mom. Mínimo			
Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)	
11.24	0	34.69	2.09	4.75	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	142333.05	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	9743.48
Mp (kN·m)	152022.50	Mdy (kN·m)	-142279.03	Ndt (kN)	89669.82
ε	0.265925				
χ	0.009362				

Resultados		
Tensión Fibra Sup (Mpa)	8.72	No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	7.23	No fisura
fctm (Mpa)	-3.5	



➤ Dovela 3

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 3	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	68.8	
A tiempo:	t=0	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
10.41	0	18.65	1.56	3.72

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	126164.62	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	23469.72
Mp (kN·m)	83989.15	Mdy (kN·m)	-60519.43	Ndt (kN)	113548.16
ε	0.363587				
χ	0.041948				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	13.63 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	8.19 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 3	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	68.8	
A tiempo:	t=0	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
10.41	0	18.65	1.56	3.72

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	126164.62	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	1327.47
Mp (kN·m)	83989.15	Mdy (kN·m)	-82661.68	Ndt (kN)	113548.16
ε	0.363587				
χ	0.002373				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	11.06 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	10.75 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 3	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	68.8	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
10.41	0	18.65	1.56	3.72

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	126164.62	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	38575.75
Mp (kN·m)	83989.15	Mdy (kN·m)	-45413.40	Ndt (kN)	79483.71
ε	0.254511				
χ	0.068947				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	12.10 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	3.17 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 3	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	68.8	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
10.41	0	18.65	1.56	3.72

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	126164.62	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	16433.50
Mp (kN·m)	83989.15	Mdy (kN·m)	-67555.65	Ndt (kN)	79483.71
ε	0.254511				
χ	0.029372				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	9.54 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	5.73 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5





➤ Dovela 6

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	83,8 m	
A tiempo:	t=0	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	23177.17
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	2777.17	Ndt (kN)	76500.00
ε	0.290764				
χ	0.084067				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	13.09 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	4.36 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	83,8 m	
A tiempo:	t=0	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	-11663.15
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	-32063.15	Ndt (kN)	76500.00
ε	0.290764				
χ	-0.042304				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	6.53 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	10.92 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	83,8 m	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	42705.15
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	22305.15	Ndt (kN)	53550.00
ε	0.203535				
χ	0.154897				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	14.15 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	-1.93 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	83,8 m	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	7864.83
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	-12535.17	Ndt (kN)	53550.00
ε	0.203535				
χ	0.028527				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	7.59 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	4.63 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5



➤ Dovela central

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela central	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	93,8 m	
A tiempo:	t=0	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.047	0	6.986	1.03	2.58

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	37530.88	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	5845.93
Mp (kN·m)	-13248.00	Mdy (kN·m)	19093.93	Ndt (kN)	33777.79
ε	0.139919				
χ	0.027894				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	5.49 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	2.90 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela central	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	93,8 m	
A tiempo:	t=0	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.047	0	6.986	1.03	2.58

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	37530.88	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	-34552.26
Mp (kN·m)	-13248.00	Mdy (kN·m)	-21304.26	Ndt (kN)	33777.79
ε	0.139919				
χ	-0.164864				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	-3.47 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	11.86 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela central	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	93,8 m	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.047	0	6.986	1.03	2.58

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	37530.88	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	28896.05
Mp (kN·m)	-13248.00	Mdy (kN·m)	42144.05	Ndt (kN)	23644.46
ε	0.097943				
χ	0.137876				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	9.35 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	-3.47 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela central	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	93,8 m	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.047	0	6.986	1.03	2.58

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	37530.88	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	-13093.63
Mp (kN·m)	-13248.00	Mdy (kN·m)	154.37	Ndt (kN)	23644.46
ε	0.097943				
χ	-0.062476				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	0.03 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	5.84 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5



➤ Dovela 6' (simétrica en vano externo)

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6'	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	26,5 m	
A tiempo:	t=0	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	13536.12
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	-6863.88	Ndt (kN)	76500.00
ε	0.290764				
χ	0.049097				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	11.27 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	6.17 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6'	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	26,5 m	
A tiempo:	t=0	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	-2013.40
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	-22413.40	Ndt (kN)	76500.00
ε	0.290764				
χ	-0.007303				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	8.34 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	9.10 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6'	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	26,5 m	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Máximo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	32499.25
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	12099.25	Ndt (kN)	53550.00
ε	0.203535				
χ	0.117879				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	12.22 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	-0.01 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

COMPROBACIÓN FISURACIÓN DE DOVELA - COMBINACIÓN ELS CARACTERÍSTICA

Dovela a comprobar:	Dovela 6'	Resist. A compresión fck = 40 Mpa
Localización (m):	26,5 m	
A tiempo:	t=inf	

Mom. Mínimo

Caraterísticas de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático (m3)	Mom. Inercia (m4)	y'g (m) - cdg	h sección (m)
8.77	0	9.19	1.14	2.87

Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (kN)	85000.00	Ndx (kN)	0	Mdt (kN·m)	15358.24
Mp (kN·m)	20400.00	Mdy (kN·m)	-5041.76	Ndt (kN)	53550.00
ε	0.203535				
χ	0.055706				

Resultados	
Tensión Fibra Sup (Mpa)	9.00 No fisura
Tensión Fibra Inf (Mpa)	3.21 No fisura
fctm (Mpa)	-3.5

**Apéndice VII. Comprobación a cortante del tablero**

Se muestran a continuación los datos obtenidos del prontuario informático de la EHE-08.

➤ Dovela "0"

Sección EJEMPL01

$\rho$  [%] 2  
b0 [m] 1.14  
d [m] 4.275  
z [m] 3.8

Con armadura de cortante  
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón  
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión

Diámetro de la armadura comprimida  
 $\phi$  [mm] 12

Inclinación de las bielas  
ctg  $\theta$  2.0  $\theta$  [°] 26.0

Inclinación de las armaduras  
 $\alpha$  [°] 90.0

Axil de cálculo (compresión +)  
Nd [kN] 0  
 $\sigma_{cd}$  [MPa] 0.0  
Pcomprimida [%] 0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)  
 $\sigma_{xd}$  [MPa] 0.0  
 $\sigma_{yd}$  [MPa] 0  
 $\theta_e$  [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN] **19201.9**  
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN] **14274.8**  
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN] **0.0**  
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN] **14274.8**

Resistencia a cortante Vu [kN] **14274.8**

$\phi$  [mm] 12  
st [m] 0.1  
nº ramas 4  $A_{\alpha}$  [cm²/m] 45.2

➤ Dovela 3

Sección EJEMPL01

$\rho$  [%] 2  
b0 [m] 1.14  
d [m] 3.348  
z [m] 2.976

Con armadura de cortante  
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón  
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión

Diámetro de la armadura comprimida  
 $\phi$  [mm] 12

Inclinación de las bielas  
ctg  $\theta$  2.0  $\theta$  [°] 26.0

Inclinación de las armaduras  
 $\alpha$  [°] 90.0

Axil de cálculo (compresión +)  
Nd [kN] 0  
 $\sigma_{cd}$  [MPa] 0.0  
Pcomprimida [%] 0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)  
 $\sigma_{xd}$  [MPa] 0.0  
 $\sigma_{yd}$  [MPa] 0  
 $\theta_e$  [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN] **15038.1**  
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN] **11179.4**  
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN] **0.0**  
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN] **11179.4**

Resistencia a cortante Vu [kN] **11179.4**

$\phi$  [mm] 12  
st [m] 0.1  
nº ramas 4  $A_{\alpha}$  [cm²/m] 45.2

➤ Dovela 6

Sección EJEMPL01

$\rho$  [%] 2  
b0 [m] 1.14  
d [m] 2.583  
z [m] 2.296

Con armadura de cortante  
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón  
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión

Diámetro de la armadura comprimida  
 $\phi$  [mm] 12

Inclinación de las bielas  
ctg  $\theta$  2.0  $\theta$  [°] 26.0

Inclinación de las armaduras  
 $\alpha$  [°] 90.0

Axil de cálculo (compresión +)  
Nd [kN] 0  
 $\sigma_{cd}$  [MPa] 0.0  
Pcomprimida [%] 0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)  
 $\sigma_{xd}$  [MPa] 0.0  
 $\sigma_{yd}$  [MPa] 0  
 $\theta_e$  [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN] **11602.0**  
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN] **5989.6**  
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN] **0.0**  
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN] **5989.6**

Resistencia a cortante Vu [kN] **5989.6**

$\phi$  [mm] 10  
st [m] 0.1  
nº ramas 4  $A_{\alpha}$  [cm²/m] 31.4

➤ Dovela 8

Sección EJEMPL01

$\rho$  [%] 2  
b0 [m] 1.14  
d [m] 2.583  
z [m] 2.296

Con armadura de cortante  
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón  
 Control indirecto hormigón

Armadura de compresión

Diámetro de la armadura comprimida  
 $\phi$  [mm] 12

Inclinación de las bielas  
ctg  $\theta$  2.0  $\theta$  [°] 26.0

Inclinación de las armaduras  
 $\alpha$  [°] 90.0

Axil de cálculo (compresión +)  
Nd [kN] 0  
 $\sigma_{cd}$  [MPa] 0.0  
Pcomprimida [%] 0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)  
 $\sigma_{xd}$  [MPa] 0.0  
 $\sigma_{yd}$  [MPa] 0  
 $\theta_e$  [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento

Cortante de agotamiento de las bielas Vu1 [kN] **11602.0**  
Cortante de agotamiento de los tirantes Vu2 [kN] **2994.8**  
Contribución del hormigón a la resistencia Vcu [kN] **0.0**  
Contribución de la armadura transversal Vsu [kN] **2994.8**

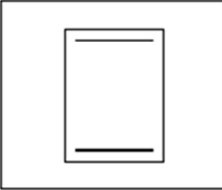
Resistencia a cortante Vu [kN] **2994.8**

$\phi$  [mm] 10  
st [m] 0.2  
nº ramas 4  $A_{\alpha}$  [cm²/m] 15.7



➤ Dovela 6' simétrica

Sección EJEMPL01



$P_f$  [%e] 2  
 $b_0$  [m] 1.14  
 $d$  [m] 2.32  
 $z$  [m] 2.06

Inclinación de las bielas  
 $\text{ctg } \theta$  2.0  $\theta$  [°] 26.0

Inclinación de las armaduras  
 $\alpha$  [°] 90.0

Con armadura de cortante  
 Sin armadura de cortante

Control normal hormigón  
 Control indirecto hormigón

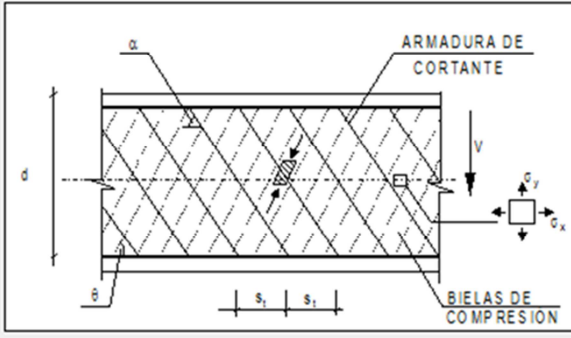
Armadura de compresión

Diámetro de la armadura comprimida  
 $\phi$  [mm] 12

Axil de cálculo (compresión +)  
 $N_d$  [kN] 0  
 $\sigma'_{cd}$  [MPa] 0.0  
 $P_{comprimida}$  [%e] 0

Tensiones elásticas de cálculo (compresión +)  
 $\sigma_{xd}$  [MPa] 0.0  
 $\sigma_{yd}$  [MPa] 0  
 $\theta_e$  [°] 45.0

Comprobación Dimensionamiento



Cortante de agotamiento de las bielas	$V_{u1}$ [kN]	10420.7
Cortante de agotamiento de los tirantes	$V_{u2}$ [kN]	2689.9
Contribución del hormigón a la resistencia	$V_{cu}$ [kN]	0.0
Contribución de la armadura transversal	$V_{su}$ [kN]	2689.9
Resistencia a cortante	$V_u$ [kN]	2689.9

$\phi$  [mm] 10  
 $s_t$  [m] 0.2  
 $n^{\circ}$  ramas 4  $A_{\alpha}$  [cm<sup>2</sup>/m] 15.7



**Apéndice VIII. Reacciones producidas por las sobrecargas**

➤ Reacciones el ELS-C

Joint	OutputCase	StepTy	F1	F2	F3	M1	M2	M3
17	Retr-Fluen		-17.267	-7.685	-279.599	0	0	0
17	ENV ELS-C VER	Max	3353.726	161.317	-101.242	0	0	0
17	ENV ELS-C VER	Min	-1925.596	-174.901	-370.654	0	0	0
17	ENV ELS-C HOR	Max	2701.79	153.527	35.901	0	0	0
17	ENV ELS-C HOR	Min	-1553.371	-167.097	-510.154	0	0	0
17	ENV ELS-C VTO	Max	3526.767	251.97	-102.381	0	0	0
17	ENV ELS-C VTO	Min	-2378.203	-265.538	-371.843	0	0	0
17	ENV ELS-C TER	Max	2725.552	156.387	-1.416	0	0	0
17	ENV ELS-C TER	Min	-1565.44	-168.691	-427.272	0	0	0
18	Retr-Fluen		-17.267	7.685	-279.599	0	0	0
18	ENV ELS-C VER	Max	3351.857	174.901	-101.224	0	0	0
18	ENV ELS-C VER	Min	-1924.261	-161.226	-370.654	0	0	0
18	ENV ELS-C HOR	Max	2699.921	167.097	35.919	0	0	0
18	ENV ELS-C HOR	Min	-1552.036	-153.436	-510.154	0	0	0
18	ENV ELS-C VTO	Max	3524.898	265.538	-102.363	0	0	0
18	ENV ELS-C VTO	Min	-2376.868	-251.878	-371.843	0	0	0
18	ENV ELS-C TER	Max	2722.437	168.691	-1.386	0	0	0
18	ENV ELS-C TER	Min	-1563.215	-156.235	-427.272	0	0	0
22	Retr-Fluen		-0.835	-10.8	309.999	0	0	0
22	ENV ELS-C VER	Max	3327.713	176.769	412.883	0	0	0
22	ENV ELS-C VER	Min	-1830.45	-195.875	108.97	0	0	0
22	ENV ELS-C HOR	Max	2649.815	168	611.377	0	0	0
22	ENV ELS-C HOR	Min	-1446.682	-187.085	-86.727	0	0	0
22	ENV ELS-C VTO	Max	3429.505	276.255	416.061	0	0	0
22	ENV ELS-C VTO	Min	-2226.23	-295.338	108.558	0	0	0
22	ENV ELS-C TER	Max	2675.769	172.007	475.82	0	0	0
22	ENV ELS-C TER	Min	-1464.048	-189.323	-1.843	0	0	0
23	Retr-Fluen		-0.835	10.8	309.999	0	0	0
23	ENV ELS-C VER	Max	3325.878	195.875	412.883	0	0	0
23	ENV ELS-C VER	Min	-1829.139	-176.679	108.945	0	0	0
23	ENV ELS-C HOR	Max	2647.979	187.084	611.377	0	0	0
23	ENV ELS-C HOR	Min	-1445.371	-167.911	-86.751	0	0	0
23	ENV ELS-C VTO	Max	3427.67	295.338	416.061	0	0	0
23	ENV ELS-C VTO	Min	-2224.919	-276.165	108.533	0	0	0
23	ENV ELS-C TER	Max	2672.71	189.323	475.82	0	0	0
23	ENV ELS-C TER	Min	-1461.863	-171.857	-1.885	0	0	0

Joint	OutputCase	StepTy	F1	F2	F3	M1	M2	M3
66	Retr-Fluen		21.735	6.291E-08	59.159	1.141E-07	-2756.8185	0.000002759
66	ENV ELS-C VER	Max	6495.828	694.806	83.462	902.7482	167.0622	30947.7111
66	ENV ELS-C VER	Min	2620.833	-694.832	-3.585	-902.8899	-3889.3442	-30949.824
66	ENV ELS-C HOR	Max	5422.502	666.298	180.256	834.2912	4568.5848	29946.2684
66	ENV ELS-C HOR	Min	2682.596	-666.323	-98.038	-834.4329	-8399.9399	-29948.3813
66	ENV ELS-C VTO	Max	5406.411	1086.567	78.92	1343.357	-153.3373	49231.7559
66	ENV ELS-C VTO	Min	2698.545	-1086.593	3.291	-1343.4986	-3677.6603	-49233.8687
66	ENV ELS-C TER	Max	5451.646	666.34	91.333	834.5273	962.3316	29949.7898
66	ENV ELS-C TER	Min	2632.943	-666.382	-20.651	-834.7634	-4256.1322	-29953.3112
250	Retr-Fluen		14.469	5.507E-08	-119.959	-1.827E-07	5315.3706	0.000002411
250	ENV ELS-C VER	Max	6505.98	946.431	-18.931	633.0782	7160.0137	36520.6523
250	ENV ELS-C VER	Min	2611.763	-946.457	-161.589	-632.9375	838.8141	-36522.7881
250	ENV ELS-C HOR	Max	5420.508	920.445	91.39	583.7376	12180.1335	35335.7934
250	ENV ELS-C HOR	Min	2684.958	-920.471	-274.885	-583.5968	-4049.4926	-35337.9292
250	ENV ELS-C VTO	Max	5412.055	1511.97	-26.427	935.1634	6959.1655	58118.5924
250	ENV ELS-C VTO	Min	2693.268	-1511.996	-157.056	-935.0226	1170.9641	-58120.7282
250	ENV ELS-C TER	Max	5456.408	920.489	20.429	584.066	8069.1321	35339.3531
250	ENV ELS-C TER	Min	2629.71	-920.532	-182.106	-583.8314	-905.2012	-35342.9127



➤ Reacciones el ELU

Joint	OutputCase	StepTy	F1	F2	F3	M1	M2	M3
17	Retr-Fluen		-17.267	-7.685	-279.599	0	0	0
17	ENV ELU VER	Max	4993.917	245.838	-13.151	0	0	0
17	ENV ELU VER	Min	-2993.516	-258.501	-418.914	0	0	0
17	ENV ELU HOR	Max	4016.013	234.153	192.564	0	0	0
17	ENV ELU HOR	Min	-2435.177	-246.795	-628.163	0	0	0
17	ENV ELU TER	Max	4051.656	238.442	136.589	0	0	0
17	ENV ELU TER	Min	-2453.281	-249.186	-503.84	0	0	0
17	ENV ELU VTO	Max	5253.478	381.816	-14.859	0	0	0
17	ENV ELU VTO	Min	-3672.427	-394.457	-420.698	0	0	0
18	Retr-Fluen		-17.267	7.685	-279.599	0	0	0
18	ENV ELU VER	Max	4991.113	258.501	-13.124	0	0	0
18	ENV ELU VER	Min	-2991.513	-245.701	-418.914	0	0	0
18	ENV ELU HOR	Max	4013.209	246.795	192.591	0	0	0
18	ENV ELU HOR	Min	-2433.175	-234.016	-628.163	0	0	0
18	ENV ELU TER	Max	4046.983	249.186	136.634	0	0	0
18	ENV ELU TER	Min	-2449.943	-238.214	-503.84	0	0	0
18	ENV ELU VTO	Max	5250.674	394.457	-14.832	0	0	0
18	ENV ELU VTO	Min	-3670.424	-381.679	-420.698	0	0	0
22	Retr-Fluen		-0.835	-10.8	309.999	0	0	0
22	ENV ELU VER	Max	4946.467	270.58	467.492	0	0	0
22	ENV ELU VER	Min	-2859.544	-288.402	9.715	0	0	0
22	ENV ELU HOR	Max	3929.62	257.427	765.232	0	0	0
22	ENV ELU HOR	Min	-2283.891	-275.216	-283.83	0	0	0
22	ENV ELU TER	Max	3968.552	263.437	561.896	0	0	0
22	ENV ELU TER	Min	-2309.941	-278.574	-156.505	0	0	0
22	ENV ELU VTO	Max	5099.155	419.809	472.258	0	0	0
22	ENV ELU VTO	Min	-3453.214	-437.597	9.096	0	0	0
23	Retr-Fluen		-0.835	10.8	309.999	0	0	0
23	ENV ELU VER	Max	4943.714	288.402	467.492	0	0	0
23	ENV ELU VER	Min	-2857.577	-270.445	9.678	0	0	0
23	ENV ELU HOR	Max	3926.867	275.216	765.232	0	0	0
23	ENV ELU HOR	Min	-2281.924	-257.293	-283.867	0	0	0
23	ENV ELU TER	Max	3963.963	278.574	561.896	0	0	0
23	ENV ELU TER	Min	-2306.663	-263.212	-156.567	0	0	0
23	ENV ELU VTO	Max	5096.402	437.597	472.258	0	0	0
23	ENV ELU VTO	Min	-3451.247	-419.675	9.059	0	0	0

Joint	OutputCase	StepTy	F1	F2	F3	M1	M2	M3
66	Retr-Fluen		21.735	6.291E-08	59.159	1.141E-07	-2756.8185	0.000002759
66	ENV ELU VER	Max	9151.936	1042.21	99.005	1354.1224	1566.055	46421.5667
66	ENV ELU VER	Min	2461.334	-1042.248	-33.606	-1354.3349	-4613.6281	-46424.736
66	ENV ELU HOR	Max	7541.947	999.447	244.196	1251.4368	8168.3387	44919.4027
66	ENV ELU HOR	Min	2553.979	-999.485	-175.286	-1251.6493	-11379.5215	-44922.5719
66	ENV ELU TER	Max	7585.664	999.51	110.811	1251.791	2758.959	44924.6847
66	ENV ELU TER	Min	2479.5	-999.574	-59.205	-1252.1452	-5163.81	-44929.9668
66	ENV ELU VTO	Max	7517.81	1629.851	92.191	2015.0354	1085.4556	73847.6339
66	ENV ELU VTO	Min	2577.902	-1629.889	-23.293	-2015.2479	-4296.1021	-73850.8031
250	Retr-Fluen		14.469	5.507E-08	-119.959	-1.827E-07	5315.3706	0.000002411
250	ENV ELU VER	Max	9169.604	1419.647	29.888	949.6174	8271.0165	54780.9785
250	ENV ELU VER	Min	2448.381	-1419.686	-186.663	-949.4062	-1324.3195	-54784.1822
250	ENV ELU HOR	Max	7541.395	1380.667	195.369	875.6064	15801.1962	53003.6901
250	ENV ELU HOR	Min	2558.174	-1380.707	-356.606	-875.3952	-8656.7795	-53006.8938
250	ENV ELU TER	Max	7595.244	1380.733	88.927	876.099	9634.6942	53009.0296
250	ENV ELU TER	Min	2475.303	-1380.799	-217.438	-875.7471	-3940.3424	-53014.3691
250	ENV ELU VTO	Max	7528.715	2267.955	18.644	1402.7451	7969.7443	87177.8886
250	ENV ELU VTO	Min	2570.639	-2267.995	-179.863	-1402.5339	-826.0945	-87181.0923



**Apéndice IX. Resultados de las secciones a comprobar**

Distanc	OutputCase	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
0	ENV ELS-C VER	Max	732.352	100.39	324.047	7904.6965	226.4735	1156.9459
0	ENV ELS-C VER	Min	162.86	-2141.114	-324.073	-7905.5609	-226.4877	372.9991
26.3625	ENV ELS-C VER	Max	755.215	1543.514	84.044	6600.5156	5250.662	21207.285
26.3625	ENV ELS-C VER	Min	211.841	-288.484	-84.07	-6601.3859	-5249.9881	-12645.6507
26.3625	ENV ELS-C VER	Max	756.424	1614.07	75.055	6568.0633	5251.8066	21189.0881
26.3625	ENV ELS-C VER	Min	213.805	-230.763	-75.081	-6568.9337	-5251.1328	-12646.5204
55.8	ENV ELS-C VER	Max	816.501	3686.553	263.283	6568.8391	3577.7844	-17128.4576
55.8	ENV ELS-C VER	Min	260.668	1212.623	-263.309	-6569.7274	-3576.3423	-66403.8577
55.8	ENV ELS-C VER	Max	832.635	-1365.037	479.987	5095.6399	3033.0367	-16889.3365
55.8	ENV ELS-C VER	Min	157.494	-3891.894	-479.987	-5095.6311	-3031.4307	-65752.814
68.175	ENV ELS-C VER	Max	842.951	-981.968	371.865	4270.1822	7778.5937	1953.3096
68.175	ENV ELS-C VER	Min	176.111	-3139.991	-371.865	-4270.1735	-7776.9903	-28273.034
68.175	ENV ELS-C VER	Max	843.813	-949.501	362.875	4215.3481	7779.7392	1929.4401
68.175	ENV ELS-C VER	Min	177.661	-3076.644	-362.875	-4215.3394	-7778.1358	-28274.5721
82.39375	ENV ELS-C VER	Max	856.737	-334.135	237.021	3464.7335	11546.7019	22617.6028
82.39375	ENV ELS-C VER	Min	199.794	-2176.385	-237.021	-3464.7248	-11545.1016	-5893.1901
82.39375	ENV ELS-C VER	Max	857.752	-286.902	228.031	3421.5023	11547.8437	22599.3733
82.39375	ENV ELS-C VER	Min	201.428	-2111.207	-228.031	-3421.4936	-11546.2435	-5894.0613
93.76875	ENV ELS-C VER	Max	869.872	258.207	129.146	3020.3592	13181.9939	34549.0531
93.76875	ENV ELS-C VER	Min	220.158	-1390.061	-129.146	-3020.3506	-13180.3961	823.1434
93.76875	ENV ELS-C VER	Max	871.08	309.967	120.156	2998.774	13183.1388	34533.7817
93.76875	ENV ELS-C VER	Min	221.939	-1324.422	-120.156	-2998.7654	-13181.541	822.4136
202.275	ENV ELS-C VER	Max	837.705	1964.64	335.739	7476.2838	952.0739	5865.2846
202.275	ENV ELS-C VER	Min	263.886	-155.312	-335.713	-7475.433	-951.9797	214.0452
202.275	ENV ELS-C VER	Max	841.391	2059.894	346.763	7570.0292	953.6947	5850.7687
202.275	ENV ELS-C VER	Min	265.246	-118.575	-346.738	-7569.1784	-953.6005	213.2607
0	ENV ELS-C HOR	Max	1003.456	-52.377	308.431	6222.6345	179.0844	1581.4569
0	ENV ELS-C HOR	Min	-96.72	-1661.839	-308.457	-6223.4989	-179.0985	-54.1331
26.3625	ENV ELS-C HOR	Max	916.366	1232.224	68.429	5437.9347	4853.9071	15095.5851
26.3625	ENV ELS-C HOR	Min	54.052	-115.626	-68.455	-5438.805	-4853.2332	-8199.1743
26.3625	ENV ELS-C HOR	Max	913.348	1292.869	59.439	5416.4618	4854.3649	15086.0364
26.3625	ENV ELS-C HOR	Min	59.82	-66.509	-59.465	-5417.3322	-4853.6911	-8204.3024
55.8	ENV ELS-C HOR	Max	839.015	3046.832	247.668	5248.0263	2685.1775	-18319.7064
55.8	ENV ELS-C HOR	Min	225.47	1223.458	-247.694	-5248.9146	-2683.7354	-55597.7712
55.8	ENV ELS-C HOR	Max	984.536	-1413.463	467.687	3196.3899	2201.5704	-18394.04
55.8	ENV ELS-C HOR	Min	28.993	-3187.008	-467.686	-3196.381	-2199.9644	-54668.0786
68.175	ENV ELS-C HOR	Max	944.528	-1034.495	359.564	2645.2244	7005.592	-205.861
68.175	ENV ELS-C HOR	Min	95.152	-2551.706	-359.564	-2645.2156	-7003.9887	-23392.9068
68.175	ENV ELS-C HOR	Max	941.203	-1002.739	350.575	2612.2451	7006.0502	-218.206
68.175	ENV ELS-C HOR	Min	100.656	-2498.045	-350.575	-2612.2363	-7004.4469	-23400.1196
82.39375	ENV ELS-C HOR	Max	895.269	-441.867	224.72	2133.4978	10783.3711	18186.857
82.39375	ENV ELS-C HOR	Min	178.064	-1732.424	-224.72	-2133.4891	-10781.7708	-3926.0884
82.39375	ENV ELS-C HOR	Max	892.053	-399.693	215.731	2107.8803	10783.8278	18177.2913
82.39375	ENV ELS-C HOR	Min	183.635	-1676.734	-215.731	-2107.8716	-10782.2275	-3931.2257
93.76875	ENV ELS-C HOR	Max	879.197	79.786	116.845	1883.9549	12425.9542	28188.7858
93.76875	ENV ELS-C HOR	Min	223.7	-1057.41	-116.845	-1883.9463	-12424.3564	2412.129
93.76875	ENV ELS-C HOR	Max	884.479	124.68	107.856	1876.4999	12426.4121	28180.7723
93.76875	ENV ELS-C HOR	Min	221.029	-1000.7	-107.855	-1876.4913	-12424.8143	2407.8254
202.275	ENV ELS-C HOR	Max	1217.473	1519.196	318.146	5855.3977	878.3586	5288.6648
202.275	ENV ELS-C HOR	Min	-120.05	-7.299	-318.121	-5854.5469	-878.2644	54.9823
202.275	ENV ELS-C HOR	Max	1224.966	1597.04	329.171	5911.8342	879.1098	5273.9472
202.275	ENV ELS-C HOR	Min	-123.348	28.903	-329.145	-5910.9834	-879.0156	57.8969

0	ENV ELS-C VTO	Max	724.795	-69.395	501.661	8754.665	253.4181	1149.1528
0	ENV ELS-C VTO	Min	181.909	-1644.964	-501.687	-8755.5295	-253.4323	378.1316
26.3625	ENV ELS-C VTO	Max	747.47	1215.205	101.657	7850.3852	7774.6396	15066.5785
26.3625	ENV ELS-C VTO	Min	222.916	-98.751	-101.683	-7851.2556	-7773.9657	-8166.4253
26.3625	ENV ELS-C VTO	Max	748.634	1275.85	86.675	7822.8095	7775.0974	15052.7713
26.3625	ENV ELS-C VTO	Min	224.502	-49.634	-86.701	-7823.6798	-7774.4236	-8167.2949
55.8	ENV ELS-C VTO	Max	799.872	3029.814	400.389	7365.8138	3755.8056	-18675.0005
55.8	ENV ELS-C VTO	Min	264.581	1240.333	-400.415	-7366.7021	-3754.3635	-55234.4976
55.8	ENV ELS-C VTO	Max	832.251	-1418.816	768.481	3629.7833	2989.3399	-18432.5669
55.8	ENV ELS-C VTO	Min	181.238	-3181.656	-768.48	-3629.7745	-2987.7338	-54621.6096
68.175	ENV ELS-C VTO	Max	842.54	-1039.847	588.277	2875.2656	11071.9257	-206.8864
68.175	ENV ELS-C VTO	Min	197.1	-2546.353	-588.277	-2875.2569	-11070.3224	-23383.9555
68.175	ENV ELS-C VTO	Max	843.397	-1008.092	573.294	2834.1538	11072.3839	-224.9062
68.175	ENV ELS-C VTO	Min	198.422	-2492.693	-573.294	-2834.1451	-11070.7806	-23385.4936
82.39375	ENV ELS-C VTO	Max	856.009	-447.219	363.537	2194.7912	17420.961	18163.6067
82.39375	ENV ELS-C VTO	Min	217.284	-1727.071	-363.537	-2194.7825	-17419.3607	-3894.9284
82.39375	ENV ELS-C VTO	Max	856.975	-405.046	348.555	2163.0599	17421.4177	18149.7748
82.39375	ENV ELS-C VTO	Min	218.674	-1671.381	-348.554	-2163.0513	-17419.8175	-3895.7996
93.76875	ENV ELS-C VTO	Max	868.274	74.433	183.745	1907.1014	20199.8961	28177.0512
93.76875	ENV ELS-C VTO	Min	234.583	-1052.058	-183.745	-1907.0928	-20198.2983	2431.7646
93.76875	ENV ELS-C VTO	Max	869.375	119.327	168.763	1904.7682	20200.354	28165.4638
93.76875	ENV ELS-C VTO	Min	236.094	-995.347	-168.762	-1904.7595	-20198.7562	2431.0348
202.275	ENV ELS-C VTO	Max	830.071	1500.666	516.314	8185.3566	1406.5336	4751.7413
202.275	ENV ELS-C VTO	Min	267.324	11.373	-516.288	-8184.5058	-1406.4394	592.1881
202.275	ENV ELS-C VTO	Max	832.949	1578.51	534.688	8247.6846	1407.2848	4740.7228
202.275	ENV ELS-C VTO	Min	268.64	47.575	-534.662	-8246.8338	-1407.1906	591.4036
0	ENV ELS-C TER	Max	841.721	-24.269	308.475	6224.0752	179.108	1326.4414
0	ENV ELS-C TER	Min	-27.835	-1710.136	-308.518	-6225.516	-179.1316	63.965
26.3625	ENV ELS-C TER	Max	864.397	1260.331	68.472	5439.3853	4855.4793	16634.9718
26.3625	ENV ELS-C TER	Min	13.172	-163.923	-68.516	-5440.8358	-4854.3563	-9339.8253
26.3625	ENV ELS-C TER	Max	865.56	1320.976	59.483	5417.9124	4855.9372	16621.1647
26.3625	ENV ELS-C TER	Min	14.758	-114.806	-59.526	-5419.3629	-4854.8141	-9340.6949
55.8	ENV ELS-C TER	Max	916.798	3074.939	247.711	5249.5068	2688.5423	-15159.5132
55.8	ENV ELS-C TER	Min	54.836	1175.161	-247.755	-5250.9873	-2686.1389	-57692.7227
55.8	ENV ELS-C TER	Max	974.135	-1418.349	467.687	3196.4105	2205.3178	-15043.0746
55.8	ENV ELS-C TER	Min	-73.61	-3182.346	-467.687	-3196.3958	-2202.6411	-57014.8118
68.175	ENV ELS-C TER	Max	984.425	-1039.381	359.565	2645.2448	7009.3332	3097.638
68.175	ENV ELS-C TER	Min	-57.748	-2547.043	-359.565	-2645.2302	-7006.6609	-25733.8693
68.175	ENV ELS-C TER	Max	985.282	-1007.625	350.575	2612.2655	7009.7914	3079.6181
68.175	ENV ELS-C TER	Min	-56.426	-2493.383	-350.575	-2612.2509	-7007.1191	-25735.4074
82.39375	ENV ELS-C TER	Max	997.893	-446.753	224.721	2133.5181	10787.105	21389.5433
82.39375	ENV ELS-C TER	Min	-37.564	-1727.762	-224.721	-2133.5036	-10784.4379	-6205.745
82.39375	ENV ELS-C TER	Max	998.86	-404.579	215.731	2107.9006	10787.5617	21375.7114
82.39375	ENV ELS-C TER	Min	-36.174	-1672.072	-215.731	-2107.8861	-10784.8946	-6206.6162
93.76875	ENV ELS-C TER	Max	1010.159	74.9	116.846	1883.9751	12429.6823	31416.4573
93.76875	ENV ELS-C TER	Min	-20.265	-1052.748	-116.845	-1883.9607	-12427.0194	89.0534
93.76875	ENV ELS-C TER	Max	1011.259	119.794	107.856	1876.5201	12430.1403	31404.8699
93.76875	ENV ELS-C TER	Min	-18.754	-996.038	-107.856	-1876.5057	-12427.4773	88.3236
202.275	ENV ELS-C TER	Max	959.482	1565.23	318.206	5857.383	878.5784	5026.8579
202.275	ENV ELS-C TER	Min	38.199	-33.371	-318.164	-5855.9649	-878.4214	198.9181
202.275	ENV ELS-C TER	Max	962.361	1643.074	329.231	5913.8194	879.3296	5015.8393
202.275	ENV ELS-C TER	Min	39.515	2.831	-329.188	-5912.4014	-879.1726	198.1337





ALTERNATIVA SUR. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA.

Distanc	OutputCase	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
0	ENV ELU VER	Max	829.846	354.034	486.07	11857.0447	339.7103	1308.765
0	ENV ELU VER	Min	-31.192	-3136.674	-486.109	-11858.3414	-339.7315	130.5398
26.3625	ENV ELU VER	Max	852.863	2226.072	126.067	9900.7733	7875.9929	31603.7041
26.3625	ENV ELU VER	Min	37.801	-642.241	-126.106	-9902.0788	-7874.9822	-19324.4105
26.3625	ENV ELU VER	Max	854.502	2325.677	112.582	9852.095	7877.71	31576.5819
26.3625	ENV ELU VER	Min	40.324	-571.301	-112.621	-9853.4005	-7876.6992	-19325.2801
55.8	ENV ELU VER	Max	939.512	5247.397	394.925	9853.2586	5366.6766	-12280.9238
55.8	ENV ELU VER	Min	97.797	1124.131	-394.964	-9854.5911	-5364.5135	-94044.7419
55.8	ENV ELU VER	Max	939.693	-1288.623	719.981	7643.4599	4549.555	-12141.0173
55.8	ENV ELU VER	Min	-91.355	-5536.105	-719.98	-7643.4467	-4547.146	-93250.1199
68.175	ENV ELU VER	Max	950.032	-902.137	557.798	6405.2733	11667.8905	7787.8763
68.175	ENV ELU VER	Min	-65.475	-4483.157	-557.797	-6405.2602	-11665.4855	-40415.3976
68.175	ENV ELU VER	Max	950.898	-869.077	544.313	6323.0222	11669.6088	7752.6514
68.175	ENV ELU VER	Min	-63.32	-4394.364	-544.313	-6323.0091	-11667.2037	-40417.474
82.39375	ENV ELU VER	Max	964.305	-164.997	355.532	5197.1003	17320.0528	33294.3488
82.39375	ENV ELU VER	Min	-32.501	-3131.164	-355.531	-5197.0872	-17317.6524	-10420.7579
82.39375	ENV ELU VER	Max	965.401	-109.788	342.047	5132.2534	17321.7656	33267.178
82.39375	ENV ELU VER	Min	-30.22	-3039.625	-342.047	-5132.2404	-17319.3652	-10421.6291
93.76875	ENV ELU VER	Max	978.884	535.829	193.719	4530.5388	19772.9909	50080.7749
93.76875	ENV ELU VER	Min	-3.996	-2026.412	-193.719	-4530.5258	-19770.5942	-3063.8874
93.76875	ENV ELU VER	Max	980.269	597.828	180.234	4498.161	19774.7082	50058.0131
93.76875	ENV ELU VER	Min	-1.494	-1934.182	-180.234	-4498.1481	-19772.3115	-3064.6172
202.275	ENV ELU VER	Max	948.098	2884.274	503.608	11214.4257	1428.1109	8190.3574
202.275	ENV ELU VER	Min	86.523	-404.38	-503.57	-11213.1495	-1427.9696	-570.5773
202.275	ENV ELU VER	Max	953.138	3020.083	520.145	11355.0438	1430.542	8168.7383
202.275	ENV ELU VER	Min	88.37	-367.197	-520.107	-11353.7676	-1430.4007	-571.3617
0	ENV ELU HOR	Max	1236.502	124.883	462.647	9333.9517	268.6265	1945.5315
0	ENV ELU HOR	Min	-420.561	-2417.762	-462.686	-9335.2484	-268.6478	-510.1585
26.3625	ENV ELU HOR	Max	1094.59	1759.136	102.643	8156.9021	7280.8606	22436.1543
26.3625	ENV ELU HOR	Min	-198.881	-382.954	-102.682	-8158.2076	-7279.8499	-12654.6958
26.3625	ENV ELU HOR	Max	1089.888	1843.876	89.159	8124.6928	7281.5474	22422.0044
26.3625	ENV ELU HOR	Min	-190.653	-324.919	-89.198	-8125.9982	-7280.5367	-12661.9531
55.8	ENV ELU HOR	Max	973.284	4287.815	371.501	7872.0394	4027.7663	-14067.7971
55.8	ENV ELU HOR	Min	45	1140.383	-371.54	-7873.3719	-4025.6032	-77835.6122
55.8	ENV ELU HOR	Max	1167.545	-1361.263	701.53	4794.5848	3302.3556	-14398.0726
55.8	ENV ELU HOR	Min	-284.107	-4478.777	-701.529	-4794.5715	-3299.9465	-76623.0167
68.175	ENV ELU HOR	Max	1102.397	-980.927	539.347	3967.8366	10508.3881	4549.1205
68.175	ENV ELU HOR	Min	-186.913	-3600.728	-539.346	-3967.8234	-10505.983	-33095.2068
68.175	ENV ELU HOR	Max	1096.983	-948.935	525.862	3918.3676	10509.0754	4531.1823
68.175	ENV ELU HOR	Min	-178.828	-3526.465	-525.862	-3918.3545	-10506.6703	-33105.7954
82.39375	ENV ELU HOR	Max	1022.103	-326.595	337.081	3200.2467	16175.0566	26648.2302
82.39375	ENV ELU HOR	Min	-65.096	-2465.222	-337.08	-3200.2337	-16172.6562	-7470.1054
82.39375	ENV ELU HOR	Max	1016.853	-278.975	323.596	3161.8205	16175.7417	26634.0549
82.39375	ENV ELU HOR	Min	-56.909	-2387.916	-323.596	-3161.8075	-16173.3413	-7477.3757
93.76875	ENV ELU HOR	Max	992.871	268.197	175.268	2825.9324	18638.9313	40540.374
93.76875	ENV ELU HOR	Min	1.318	-1527.436	-175.268	-2825.9194	-18636.5346	-680.4089
93.76875	ENV ELU HOR	Max	1000.368	319.898	161.783	2814.7499	18639.6182	40528.499
93.76875	ENV ELU HOR	Min	-2.858	-1448.598	-161.783	-2814.7369	-18637.2215	-686.4995
202.275	ENV ELU HOR	Max	1517.75	2216.108	477.22	8783.0966	1317.5379	7325.4278
202.275	ENV ELU HOR	Min	-489.38	-182.361	-477.181	-8781.8204	-1317.3966	-809.1715
202.275	ENV ELU HOR	Max	1528.501	2325.802	493.757	8867.7513	1318.6647	7303.5062
202.275	ENV ELU HOR	Min	-494.521	-145.98	-493.718	-8866.4751	-1318.5234	-804.4075

0	ENV ELU TER	Max	993.9	167.045	462.712	9336.1129	268.6619	1563.0083
0	ENV ELU TER	Min	-317.234	-2490.208	-462.777	-9338.274	-268.6974	-333.0113
26.3625	ENV ELU TER	Max	1016.635	1801.298	102.708	8159.0779	7283.219	24745.2344
26.3625	ENV ELU TER	Min	-260.202	-455.399	-102.773	-8161.2537	-7281.5344	-14365.6723
26.3625	ENV ELU TER	Max	1018.207	1886.037	89.224	8126.8686	7283.9058	24724.6968
26.3625	ENV ELU TER	Min	-258.246	-397.365	-89.289	-8129.0444	-7282.2212	-14366.5419
55.8	ENV ELU TER	Max	1089.958	4329.977	371.567	7874.2602	4032.8134	-9327.5073
55.8	ENV ELU TER	Min	-210.95	1067.937	-371.632	-7876.481	-4029.2083	-80978.0394
55.8	ENV ELU TER	Max	1151.944	-1368.591	701.531	4794.6157	3307.9767	-9371.6245
55.8	ENV ELU TER	Min	-438.011	-4471.784	-701.53	-4794.5936	-3303.9616	-80143.1166
68.175	ENV ELU TER	Max	1162.242	-988.256	539.347	3967.8672	10513.9998	9504.3689
68.175	ENV ELU TER	Min	-416.263	-3593.735	-539.347	-3967.8453	-10509.9914	-36606.6506
68.175	ENV ELU TER	Max	1163.101	-956.263	525.863	3918.3983	10514.6871	9477.9186
68.175	ENV ELU TER	Min	-414.451	-3519.472	-525.862	-3918.3764	-10510.6787	-36608.727
82.39375	ENV ELU TER	Max	1176.04	-333.923	337.081	3200.2771	16180.6575	31452.2595
82.39375	ENV ELU TER	Min	-388.538	-2458.229	-337.081	-3200.2554	-16176.6569	-10889.5903
82.39375	ENV ELU TER	Max	1177.063	-286.304	323.597	3161.8509	16181.3426	31431.6851
82.39375	ENV ELU TER	Min	-386.623	-2380.922	-323.596	-3161.8292	-16177.342	-10890.4614
93.76875	ENV ELU TER	Max	1189.314	260.868	175.269	2825.9627	18644.5235	45381.8813
93.76875	ENV ELU TER	Min	-364.63	-1520.443	-175.268	-2825.941	-18640.5291	-4165.0223
93.76875	ENV ELU TER	Max	1190.538	312.569	161.784	2814.7802	18645.2104	45364.6455
93.76875	ENV ELU TER	Min	-362.533	-1441.604	-161.784	-2814.7586	-18641.216	-4165.7522
202.275	ENV ELU TER	Max	1130.764	2285.159	477.309	8786.0744	1317.8676	6932.7174
202.275	ENV ELU TER	Min	-252.007	-221.469	-477.245	-8783.9474	-1317.6321	-593.2678
202.275	ENV ELU TER	Max	1134.593	2394.853	493.846	8870.7291	1318.9944	6916.3443
202.275	ENV ELU TER	Min	-250.226	-185.088	-493.782	-8868.6021	-1318.7589	-594.0523
0	ENV ELU VTO	Max	818.51	99.356	752.492	13131.9975	380.1272	1297.0753
0	ENV ELU VTO	Min	-2.618	-2392.449	-752.531	-13133.2942	-380.1484	138.2386
26.3625	ENV ELU VTO	Max	841.246	1733.609	152.486	11775.5778	11661.9593	22392.6444
26.3625	ENV ELU VTO	Min	54.414	-357.641	-152.525	-11776.8833	-11660.9486	-12605.5723
26.3625	ENV ELU VTO	Max	842.817	1818.349	130.012	11734.2142	11662.6461	22372.1068
26.3625	ENV ELU VTO	Min	56.37	-299.606	-130.051	-11735.5197	-11661.6354	-12606.4419
55.8	ENV ELU VTO	Max	914.569	4262.288	600.583	11048.7207	5633.7084	-14600.7382
55.8	ENV ELU VTO	Min	103.666	1165.696	-600.622	-11050.0531	-5631.5453	-77290.7017
55.8	ENV ELU VTO	Max	939.117	-1369.292	1152.721	5444.675	4484.0098	-14455.8629
55.8	ENV ELU VTO	Min	-55.739	-4470.748	-1152.721	-5444.6617	-4481.6007	-76553.3132
68.175	ENV ELU VTO	Max	949.415	-988.956	882.416	4312.8985	16607.8886	4547.5823
68.175	ENV ELU VTO	Min	-33.991	-3592.699	-882.415	-4312.8853	-16605.4836	-33081.7799
68.175	ENV ELU VTO	Max	950.274	-956.964	859.942	4251.2307	16608.5759	4521.132
68.175	ENV ELU VTO	Min	-32.179	-3518.436	-859.941	-4251.2176	-16606.1709	-33083.8563
82.39375	ENV ELU VTO	Max	963.213	-334.623	545.306	3292.1868	26131.4415	26613.3547
82.39375	ENV ELU VTO	Min	-6.266	-2457.193	-545.305	-3292.1738	-26129.0411	-7423.3653
82.39375	ENV ELU VTO	Max	964.236	-287.004	522.832	3244.5899	26132.1266	26592.7803
82.39375	ENV ELU VTO	Min	-4.351	-2379.886	-522.831	-3244.5769	-26129.7262	-7424.2365
93.76875	ENV ELU VTO	Max	976.487	260.168	275.618	2860.6522	30299.8441	40522.7721
93.76875	ENV ELU VTO	Min	17.642	-1519.407	-275.618	-2860.6392	-30297.4474	-650.9555
93.76875	ENV ELU VTO	Max	977.711	311.869	253.144	2857.1523	30300.531	40505.5363
93.76875	ENV ELU VTO	Min	19.739	-1440.569	-253.144	-2857.1393	-30298.1344	-651.6853
202.275	ENV ELU VTO	Max	936.646	2188.313	774.471	12278.0349	2109.8004	6520.0425
202.275	ENV ELU VTO	Min	91.68	-154.352	-774.432	-12276.7587	-2109.6591	-3.3629
202.275	ENV ELU VTO	Max	940.475	2298.007	802.032	12371.5269	2110.9271	6503.6695
202.275	ENV ELU VTO	Min	93.461	-117.972	-801.994	-12370.2507	-2110.7858	-4.1473



**Apéndice X. Resultados comprobaciones en estribos. CYPE**

➤ **Comprobaciones Muro frontal. Estribo 1**

Referencia: Muro: sur p2 e1 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 2684.6 kN/m Calculado: 494.6 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 150 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 13 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	

- Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Trasdós (-6.64 m):	Calculado: 0.00418	Cumple
- Intradós (-6.64 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera, "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal &gt; 20% Cuantía vertical)</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 0.00053 Calculado: 0.00139	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00013 Calculado: 0.00069	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-6.64 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00268	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-6.64 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214 Calculado: 0.00268	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-6.64 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00069	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: - Intradós (-6.64 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 0.00013 Calculado: 0.00069	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 3.2 cm Calculado: 13.6 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 26 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple

Referencia: Muro: sur p2 e1 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J. Calavera, "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 4 cm <sup>2</sup> Calculado: 12.5 cm <sup>2</sup>	Cumple
Canto mínimo viga coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 134 cm Calculado: 136 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 13.26 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 20.94 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Separación máxima entre estribos: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -6.64 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -6.64 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -6.64 m, Md: 2168.84 kN-m/m, Nd: -27.78 kN/m, Vd: 494.61 kN/m, Tensión máxima del acero: 399.595 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -5.19 m		
Referencia: Zapata corrida: sur p2 e1 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 3.29	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.08	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 140 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.3594 MPa Calculado: 0.2753 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.4492 MPa Calculado: 0.3818 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>	Calculado: 53.61 cm <sup>2</sup> /m	
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 31.89 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 1.54 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 31.91 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 641.2 kN/m	
- Trasdós:	Calculado: 474.2 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 572.2 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 79.1 cm Calculado: 127.3 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 33 cm Calculado: 127.3 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple



➤ Armado de muro frontal. Estribo 1

Referencia: Zapata corrida: sur p2 e1 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 73.1 cm Calculado: 115 cm	Cumple
<b>Recubrimiento:</b>		
- Lateral: <i>Norma EHE-08, Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
<b>Diámetro mínimo:</b> <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.2.</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>		
- Armadura transversal inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 10 cm	Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación", Capítulo 3.16</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 10 cm	Cumple
<b>Cuántía geométrica mínima:</b> <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>		
- Armadura longitudinal inferior:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00224	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00224	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00382	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00382	Cumple
<b>Cuántía mecánica mínima:</b>		
- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00095 Calculado: 0.00224	Cumple
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00095 Calculado: 0.00224	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214 Calculado: 0.00382	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214 Calculado: 0.00382	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
<b>Información adicional:</b>		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 1803.41 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1769.61 kN·m/m		

Referencia: Muro		B 500 SD, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø20	Ø32	
Armado base transversal	Longitud (m)	36x7.58		272.88
	Peso (kg)	36x18.69		672.96
Armado longitudinal	Longitud (m)	23x10.35		238.05
	Peso (kg)	23x25.52		587.07
Armado base transversal	Longitud (m)		53x7.95	421.35
	Peso (kg)		53x50.19	2660.14
Armado longitudinal	Longitud (m)	45x10.35		465.75
	Peso (kg)	45x25.52		1148.61
Armado viga coronación	Longitud (m)	4x10.35		41.40
	Peso (kg)	4x25.52		102.10
Armado viga coronación	Longitud (m)	4x10.35		41.40
	Peso (kg)	4x25.52		102.10
Armado viga coronación	Longitud (m)	36x5.74		206.64
	Peso (kg)	36x14.16		509.61
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)		70x9.10	637.00
	Peso (kg)		70x57.45	4021.61
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)	92x10.35		952.20
	Peso (kg)	92x25.52		2348.27
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)		70x6.33	443.10
	Peso (kg)		70x39.96	2797.45
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)	53x10.35		548.55
	Peso (kg)	53x25.52		1352.81
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	36x2.06		74.16
	Peso (kg)	36x5.08		182.89
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)		53x4.06	215.18
	Peso (kg)		53x25.63	1358.51
Totales	Longitud (m)	2841.03	1716.63	
	Peso (kg)	7006.42	10837.71	17844.13
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3125.13	1888.29	
	Peso (kg)	7707.06	11921.48	19628.54

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 SD, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø20	Ø32	Total	HA-35, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	7707.06	11921.48	19628.54	240.56	9.71
Totales	7707.06	11921.48	19628.54	240.56	9.71



➤ **Comprobaciones Muro en vuelta. Estribo 1**

Referencia: Muro: sur p2 e1 aletas (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYFE Ingenieros</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 1345.4 kN/m Calculado: 123.7 kN/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 2110.1 kN/m Calculado: 371.4 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 20 cm Calculado: 75 cm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 120 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple

Referencia: Muro: sur p2 e1 aletas (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 0.001	
- Trasdós (-4.50 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
- Intradós (-4.50 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-9.35 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
- Intradós (-9.35 m):	Calculado: 0.00209	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera, "Muros de contención y muros de sótano", (Cuantía horizontal &gt; 20% Cuantía vertical)</i>		
- Tramo 1:	Calculado: 0.00139	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00055	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00027	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.00087	
- Trasdós:	Mínimo: 0.00052	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00017	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 0.0009	
- Trasdós (-4.50 m):	Calculado: 0.00279	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-9.35 m):	Calculado: 0.00261	Cumple

Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214	
- Tramo 1:		
- Trasdós (-4.50 m):	Calculado: 0.00279	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-9.35 m):	Calculado: 0.00261	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Tramo 1:		
- Intradós (-4.50 m):	Calculado: 0.00139	Cumple
- Tramo 2:		
- Intradós (-9.35 m):	Calculado: 0.00087	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 1e-005	
- Tramo 1:		
- Intradós (-4.50 m):	Calculado: 0.00139	Cumple
- Tramo 2:		
- Intradós (-9.35 m):	Mínimo: 3e-005 Calculado: 0.00087	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 11 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 26 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 6 cm	Cumple

Referencia: Muro: sur p2 e1 aletas (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Calculado: 26 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		
- Tramo 1:		Cumple
- Tramo 2:		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 407.6 kN/m Calculado: 90.7 kN/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 615.2 kN/m Calculado: 310.4 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08, Artículo 49.2.3</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.231 mm	Cumple



Referencia: Muro: sur p2 e1 aletas (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -9.35 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -9.35 m		
- Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -9.35 m, Md: 1409.02 kN-m/m, Nd: 293.01 kN/m, Vd: 371.44 kN/m, Tensión máxima del acero: 371.106 MPa		
- Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -8.19 m		
- Tramo 2 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -9.35 m, M: 890.79 kN-m/m, N: 268.71 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: sur p2 e1 aletas (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 6.55	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 3.05	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 140 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.3594 MPa Calculado: 0.1737 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.4492 MPa Calculado: 0.1966 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Calculado: 53.61 cm <sup>2</sup> /m Mínimo: 17.37 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 12.26 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 641.2 kN/m Calculado: 269.2 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 223.4 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08, Artículo 59.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 29.8 cm Calculado: 127.3 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 33 cm Calculado: 127.3 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 41 cm Calculado: 115 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma EHE-08, Artículo 37.2.4.1</i>		
	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple

Referencia: Zapata corrida: sur p2 e1 aletas (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.2.</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>		
- Armadura transversal inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera, "Cálculo de Estructuras de Cimentación", Capítulo 3.16</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>		
- Armadura longitudinal inferior:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00149	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00149	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00382	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00382	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00095 Calculado: 0.00149	Cumple
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00095 Calculado: 0.00149	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00113 Calculado: 0.00382	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.0015 Calculado: 0.00382	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 992.75 kN-m/m - Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 689.91 kN-m/m		

### 13.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 SD, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø20	Ø32	
Armado longitudinal	Longitud (m)	17x6.26		106.42
	Peso (kg)	17x15.44		262.45
Armado base transversal	Longitud (m)	64x6.04		386.56
	Peso (kg)	64x14.90		953.32
Armado longitudinal	Longitud (m)	17x6.26		106.42
	Peso (kg)	17x15.44		262.45
Armado base transversal	Longitud (m)	22x4.85		106.70
	Peso (kg)	22x11.96		263.14



Referencia: Muro		B 500 SD, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø20	Ø32	
Armado longitudinal	Longitud (m)	16x6.26		100.16
	Peso (kg)	16x15.44		247.01
Armado base transversal	Longitud (m)	43x5.09		218.87
	Peso (kg)	43x12.55		539.77
Armado longitudinal	Longitud (m)	16x6.26		100.16
	Peso (kg)	16x15.44		247.01
Armado viga coronación	Longitud (m)	3x6.26		18.78
	Peso (kg)	3x15.44		46.31
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)		43x8.80	378.40
	Peso (kg)		43x55.56	2388.98
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)	60x6.26		375.60
	Peso (kg)	60x15.44		926.29
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)		43x6.33	272.19
	Peso (kg)		43x39.96	1718.43
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)	36x6.26		225.36
	Peso (kg)	36x15.44		555.77
Armado base transversal	Longitud (m)	22x5.35		117.70
	Peso (kg)	22x13.19		290.27
Arranques	Longitud (m)	43x2.11		90.73
	Peso (kg)	43x5.20		223.75
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	22x2.06		45.32
	Peso (kg)	22x5.08		111.77
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)	64x4.02		257.28
	Peso (kg)	64x9.91		634.49
Totales	Longitud (m)	2256.06	650.59	
	Peso (kg)	5563.80	4107.41	9671.21
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	2481.67	715.65	
	Peso (kg)	6120.18	4518.15	10638.33

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 SD, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø20	Ø32	Total	HA-35, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	6120.18	4518.15	10638.33	139.26	5.74
Totales	6120.18	4518.15	10638.33	139.26	5.74

➤ **Comprobaciones Muro frontal. Estribo 2**

Referencia: Muro: sur p2 e 2 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 4746.6 kN/m Calculado: 777.5 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 200 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 17.5 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple

Referencia: Muro: sur p2 e 2 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Cuántía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Trasdós (-10.22 m):	Calculado: 0.0049	Cumple
- Intradós (-10.22 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
Cuántía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera, "Muros de contención y muros de sótano", (Cuántía horizontal &gt; 20% Cuántía vertical)</i>	Mínimo: 0.0008	
- Trasdós:	Calculado: 0.00122	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00016 Calculado: 0.00081	Cumple
Cuántía mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-10.22 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
Calculado: 0.00402	Cumple	
Cuántía mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-10.22 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214	
Calculado: 0.00402	Cumple	
Cuántía mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-10.22 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
Calculado: 0.00081	Cumple	
Cuántía mínima mecánica vertical cara comprimida: - Intradós (-10.22 m): <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 0.00012	
Calculado: 0.00081	Cumple	
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.2 cm	
- Trasdós:	Calculado: 3.6 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 909.9 kN/m Calculado: 639.5 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08, Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.172 mm	Cumple



Referencia: Muro: sur p2 e 2 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J. Calavera, "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 6.2 cm <sup>2</sup> Calculado: 19.6 cm <sup>2</sup>	Cumple
Canto mínimo viga coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 183 cm Calculado: 186 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 18.04 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 32.72 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Separación máxima entre estribos: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -10.22 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -10.22 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -10.22 m, Md: 4760.67 kN·m/m, Nd: 357.62 kN/m, Vd: 777.57 kN/m, Tensión máxima del acero: 308.738 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -8.27 m		
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -10.22 m, M: 2583.72 kN·m/m, N: 400.46 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: sur p2 e 2 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.68	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.27	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 230 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.5 MPa Calculado: 0.3412 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.625 MPa Calculado: 0.5201 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>	Calculado: 53.61 cm <sup>2</sup> /m	
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 36.73 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 30.44 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 975.3 kN/m Calculado: 723.3 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 345.8 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 61.1 cm Calculado: 216.8 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 50 cm Calculado: 216.8 cm	Cumple

Referencia: Zapata corrida: sur p2 e 2 (puente segundo estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 28.8 cm Calculado: 45 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 84.2 cm Calculado: 130 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma EHE-08, Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø25	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø25	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera, "Cálculo de Estructuras de Cimentación", Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00233	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00233	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00058 Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00058 Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00157 Calculado: 0.00233	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.0018 Calculado: 0.00233	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 3506.68 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 2881.40 kN·m/m		



➤ Armado muro frontal. Estribo 2

Referencia: Muro		B 500 SD, Ys=1.15		Total
Nombre de armado		Ø25	Ø32	
Armado base transversal	Longitud (m)	36x11.16		401.76
	Peso (kg)	36x43.00		1548.15
Armado longitudinal	Longitud (m)	35x10.35		362.25
	Peso (kg)	35x39.88		1395.90
Armado base transversal	Longitud (m)		104x12.03	1251.12
	Peso (kg)		104x75.95	7898.77
Armado longitudinal	Longitud (m)	52x10.35		538.20
	Peso (kg)	52x39.88		2073.90
Armado viga coronación	Longitud (m)	4x10.35		41.40
	Peso (kg)	4x39.88		159.53
Armado viga coronación	Longitud (m)	4x10.35		41.40
	Peso (kg)	4x39.88		159.53
Armado viga coronación	Longitud (m)	36x7.79		280.44
	Peso (kg)	36x30.02		1080.65
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)		70x10.03	702.10
	Peso (kg)		70x63.32	4432.61
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)	65x10.35		672.75
	Peso (kg)	65x39.88		2592.38
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)		70x6.23	436.10
	Peso (kg)		70x39.33	2753.26
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)	34x10.35		351.90
	Peso (kg)	34x39.88		1356.01
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	36x3.21		115.56
	Peso (kg)	36x12.37		445.30
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)		104x4.95	514.80
	Peso (kg)		104x31.25	3250.12
Totales	Longitud (m)	2805.66	2904.12	
	Peso (kg)	10811.35	18334.76	29146.11
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	3086.23	3194.53	
	Peso (kg)	11892.49	20168.23	32060.72

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 SD, Ys=1.15 (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø25	Ø32	Total	HA-35, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	11892.49	20168.23	32060.72	450.08	10.24
Totales	11892.49	20168.23	32060.72	450.08	10.24

➤ Comprobaciones muro en vuelta. Estribo 2

Referencia: Muro: sur p2 e2 aletas (puente segundo estribo segundo aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 2495 kN/m Calculado: 309.1 kN/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 4746.6 kN/m Calculado: 708.5 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimentos II, (Cap. 12)</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 20 cm Calculado: 75 cm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 200 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>		
	Máximo: 30 cm	

Referencia: Muro: sur p2 e2 aletas (puente segundo estribo segundo aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Cuántía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 0.0016	
- Trasdós (-6.00 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Intradós (-6.00 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-12.93 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Intradós (-12.93 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
Cuántía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuántía horizontal &gt; 20% Cuántía vertical)</i>		
- Tramo 1:	Calculado: 0.00218	
- Trasdós:	Mínimo: 0.0013	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00043	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0.00081	
- Trasdós:	Mínimo: 0.0008	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00016	Cumple





Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i> - Tramo 1. Trasdós (-6.00 m): - Tramo 2. Trasdós (-12.93 m):	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00654 Calculado: 0.00402	Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i> - Tramo 1. Trasdós (-6.00 m): - Tramo 2. Trasdós (-12.93 m):	Mínimo: 0.00214 Calculado: 0.00654 Calculado: 0.00402	Cumple Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i> - Tramo 1. Intradós (-6.00 m): - Tramo 2. Intradós (-12.93 m):	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00218 Calculado: 0.00081	Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i> - Tramo 1. Intradós (-6.00 m): - Tramo 2. Intradós (-12.93 m):	Mínimo: 3e-005 Calculado: 0.00218 Mínimo: 5e-005 Calculado: 0.00081	Cumple Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i> - Tramo 1: - Trasdós:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 5 cm	Cumple

Referencia: Muro: sur p2 e2 aletas (puente segundo estribo segundo aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Mínimo: 3.2 cm Calculado: 3.6 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Tramo 1:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		
- Tramo 1:		Cumple
- Tramo 2:		Cumple

Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i> - Tramo 1: - Tramo 2:	Máximo: 426.4 kN/m Calculado: 265.6 kN/m Máximo: 993.9 kN/m Calculado: 570.5 kN/m	Cumple Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i> - Tramo 1: - Tramo 2:	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.266 mm Calculado: 0.226 mm	Cumple Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i> - Tramo 1: - Base trasdós: - Base intradós: - Tramo 2: - Base trasdós: - Base intradós:	Mínimo: 1.5 m Calculado: 1.5 m Mínimo: 0.75 m Calculado: 0.75 m Mínimo: 2.46 m Calculado: 2.5 m Mínimo: 0.75 m Calculado: 0.75 m	Cumple Cumple Cumple Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i> - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 64 cm Calculado: 64 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 66 cm	Cumple Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 6.2 cm <sup>2</sup> Calculado: 14.7 cm <sup>2</sup>	Cumple
Canto mínimo viga coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 59 cm Calculado: 62 cm	Cumple

Referencia: Muro: sur p2 e2 aletas (puente segundo estribo segundo aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 5.8 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 32.72 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Separación máxima entre estribos: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



Información adicional: - Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -6.00 m - Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -6.00 m - Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -6.00 m, Md: 1031.27 kN·m/m, Nd: 227.69 kN/m, Vd: 309.14 kN/m, Tensión máxima del acero: 307.687 MPa - Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -5.30 m - Tramo 1 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -6.00 m, M: 706.57 kN·m/m, N: 168.66 kN/m - Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -12.93 m - Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -12.93 m - Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -12.93 m, Md: 4477.10 kN·m/m, Nd: 930.33 kN/m, Vd: 708.58 kN/m, Tensión máxima del acero: 259.276 MPa - Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -10.98 m - Tramo 2 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -12.93 m, M: 2992.44 kN·m/m, N: 666.08 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: sur p2 e2 aletas (puente segundo estribo segundo aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.79	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.51	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 230 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.5 MPa Calculado: 0.2558 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.625 MPa Calculado: 0.421 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>	Calculado: 53.61 cm <sup>2</sup> /m	
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 25.72 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 22.87 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 975.3 kN/m	
- Trasdós:	Calculado: 524.5 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 265.9 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.5</i>		

Referencia: Zapata corrida: sur p2 e2 aletas (puente segundo estribo segundo aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
- Arranque trasdós:	Mínimo: 51.3 cm Calculado: 216.8 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 50 cm Calculado: 216.8 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 28.8 cm Calculado: 45 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 59 cm Calculado: 130 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma EHE-08, Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø25	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø25	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación", Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00233	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00233	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00058 Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00058 Calculado: 0.00142	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00126 Calculado: 0.00233	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00138 Calculado: 0.00233	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

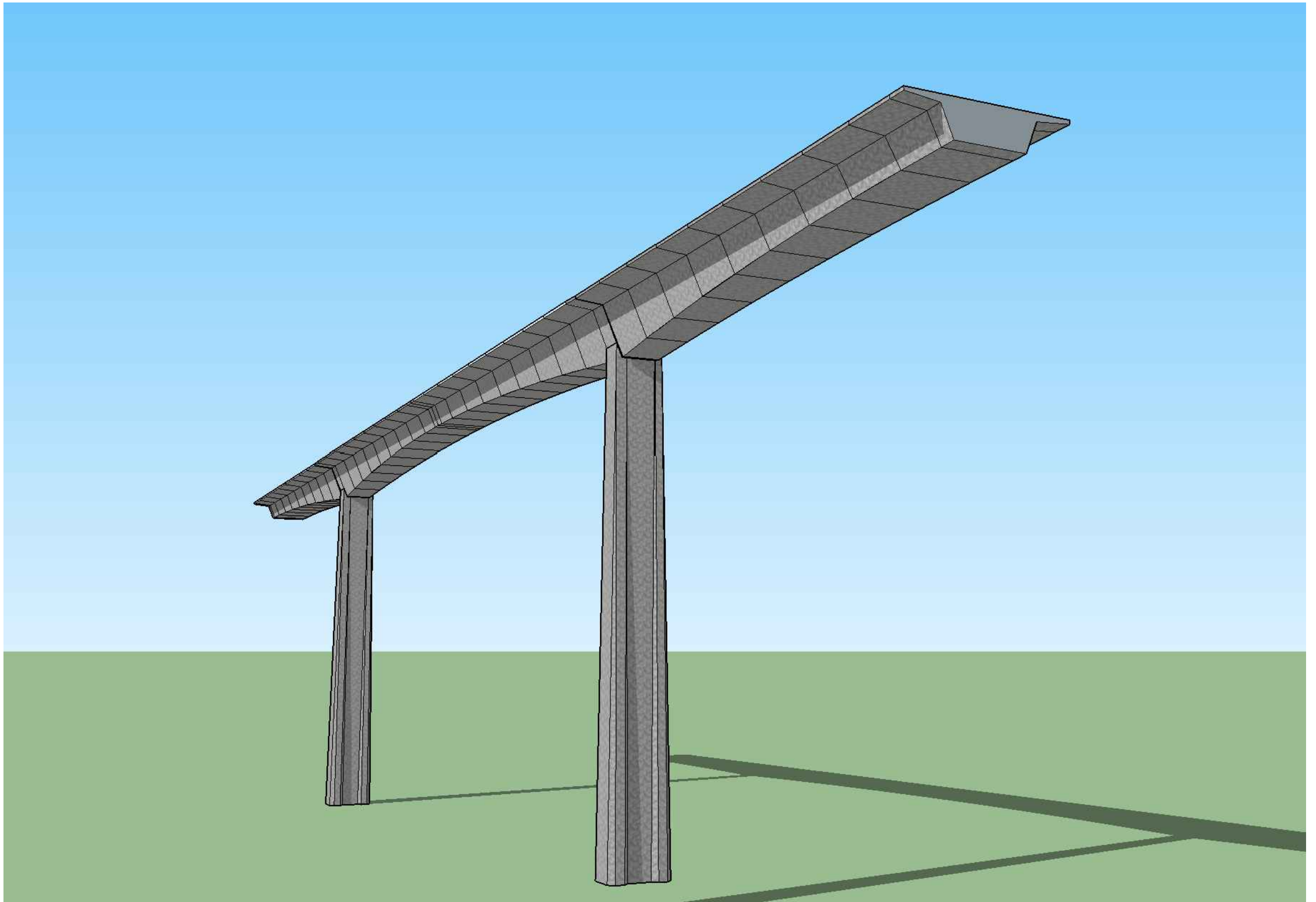


➤ Armado muro en vuelta. Estribo 2

Referencia: Muro		B 500 SD, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø20	Ø25	Ø32	
Armado longitudinal	Longitud (m)		24x8.89		213.36
	Peso (kg)		24x34.26		822.16
Armado base transversal	Longitud (m)			90x9.06	815.40
	Peso (kg)			90x57.20	5147.92
Armado longitudinal	Longitud (m)		24x8.89		213.36
	Peso (kg)		24x34.26		822.16
Armado base transversal	Longitud (m)		31x6.60		204.60
	Peso (kg)		31x25.43		788.41
Armado longitudinal	Longitud (m)		21x8.89		186.69
	Peso (kg)		21x34.26		719.39
Armado base transversal	Longitud (m)		90x6.58		592.20
	Peso (kg)		90x25.36		2281.99
Armado longitudinal	Longitud (m)		21x8.89		186.69
	Peso (kg)		21x34.26		719.39
Armado viga coronación	Longitud (m)		3x8.89		26.67
	Peso (kg)		3x34.26		102.77
Armado viga coronación	Longitud (m)	4x8.89			35.56
	Peso (kg)	4x21.92			87.70
Armado viga coronación	Longitud (m)		31x2.83		87.73
	Peso (kg)		31x10.91		338.06
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)			60x9.03	541.80
	Peso (kg)			60x57.01	3420.58
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)		58x8.89		515.62
	Peso (kg)		58x34.26		1986.89
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)			60x5.23	313.80
	Peso (kg)			60x33.02	1981.13
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)		27x8.89		240.03
	Peso (kg)		27x34.26		924.93
Armado base transversal	Longitud (m)		31x7.68		238.08
	Peso (kg)		31x29.59		917.42
Arranques	Longitud (m)		90x3.66		329.40
	Peso (kg)		90x14.10		1269.31
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)		31x3.21		99.51
	Peso (kg)		31x12.37		383.45
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)			90x4.95	445.50
	Peso (kg)			90x31.25	2812.60
Totales	Longitud (m)	35.56	3133.94	2116.50	
	Peso (kg)	87.70	12076.33	13362.23	25526.26
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	39.12	3447.33	2328.15	
	Peso (kg)	96.47	13283.96	14698.46	28078.89



## **INFOGRAFÍA DEL SEGUNDO PUENTE**



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

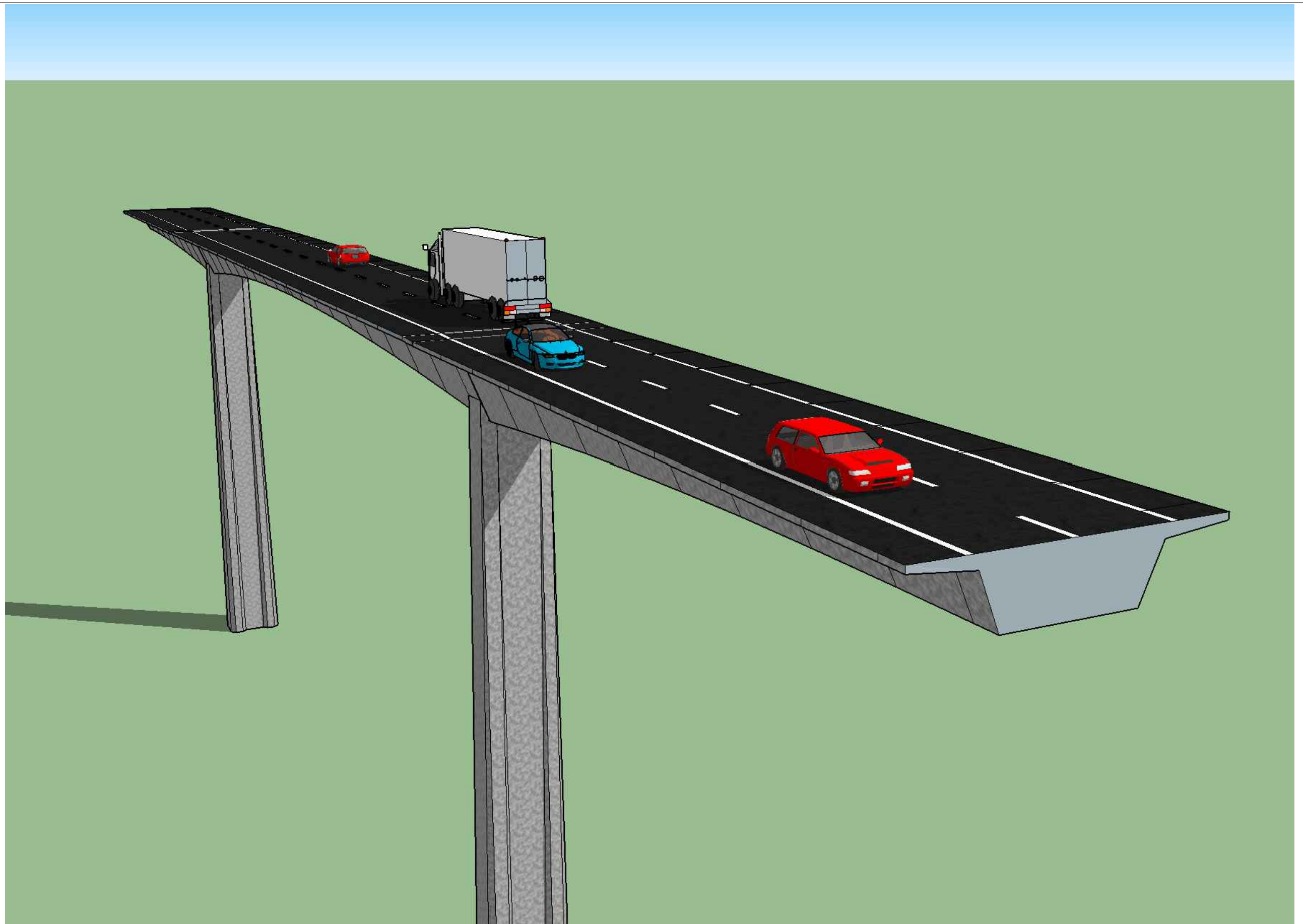
FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 Sin escala

TÍTULO DEL PLANO  
 SEGUNDO PUEBTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
 INFOGRAFÍA

Nº DE PLANO  
 Infografía 1  
 HOJA 1 DE 2



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 Sin escala

TÍTULO DEL PLANO  
 SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
 INFOGRAFÍA

Nº DE PLANO  
 Infografía 2  
 HOJA 2 DE 2



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



## DOCUMENTO N°3

# PLANOS

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).  
ALTERNATIVA SUR



## **PLANOS**

### **5.2.1. Fase 1**

- 5.2.1.1.1. Puente prefabricado doble T (1 de 2)
- 5.2.1.1.2. Puente prefabricado doble T (2 de 2)
- 5.2.1.2.1. Puente cajón prefabricado (1 de 2)
- 5.2.1.2.2. Puente cajón prefabricado (2 de 2)
- 5.2.1.3.1. Puente artesa (1 de 2)
- 5.2.1.3.2. Puente artesa (2 de 2)
- 5.2.1.4.1. Puente arco (1 de 2)
- 5.2.1.4.2. Puente arco (2 de 2)
- 5.2.1.5.1. Puente mediante voladizos sucesivos (1 de 2)
- 5.2.1.5.2. Puente mediante voladizos sucesivos (2 de 2)
- 5.2.1.6.1. Puente extradadosado (1 de 2)
- 5.2.1.6.2. Puente extradadosado (2 de 2)
- 5.2.1.7.1. Puente empujado (1 de 2)
- 5.2.1.7.2. Puente empujado (2 de 2)
- 5.2.1.8.1. Puente atirantado (1 de 3)
- 5.2.1.8.2. Puente atirantado (2 de 3)
- 5.2.1.8.3. Puente atirantado (3 de 3)

### **5.2.2. Fase 2**

- 5.2.2.1. Puente prefabricado doble T
  - 5.2.2.1.1. Sección longitudinal y planta
  - 5.2.2.1.2. Sección en tablero
  - 5.2.2.1.3. Pilas
  - 5.2.2.1.4. Estribo1
  - 5.2.2.1.5. Estribo 2
- 5.2.2.2. Puente cajón prefabricado
  - 5.2.2.2.1. Sección longitudinal y tablero
  - 5.2.2.2.2. Planta y detalles
  - 5.2.2.2.3. Pilas
  - 5.2.2.2.4. Estribos
- 5.2.2.3. Puente artesa
  - 5.2.2.3.1. Sección longitudinal y tablero
  - 5.2.2.3.2. Planta y detalles
  - 5.2.2.3.3. Pilas
  - 5.2.2.3.4. Estribos

### **5.2.2.4. Puente arco**

- 5.2.2.4.1. Sección longitudinal y tablero
- 5.2.2.4.2. Planta y detalles
- 5.2.2.4.3. Estribo 1
- 5.2.2.4.4. Estribo 2

### **5.2.2.5. Puente mediante voladizos sucesivos**

- 5.2.2.5.1. Sección longitudinal y planta
- 5.2.2.5.2. Secciones en tablero
- 5.2.2.5.3. Pilas
- 5.2.2.5.4. Estribo 1
- 5.2.2.5.5. Estribo 2

### **5.2.2.6. Puente extradadosado**

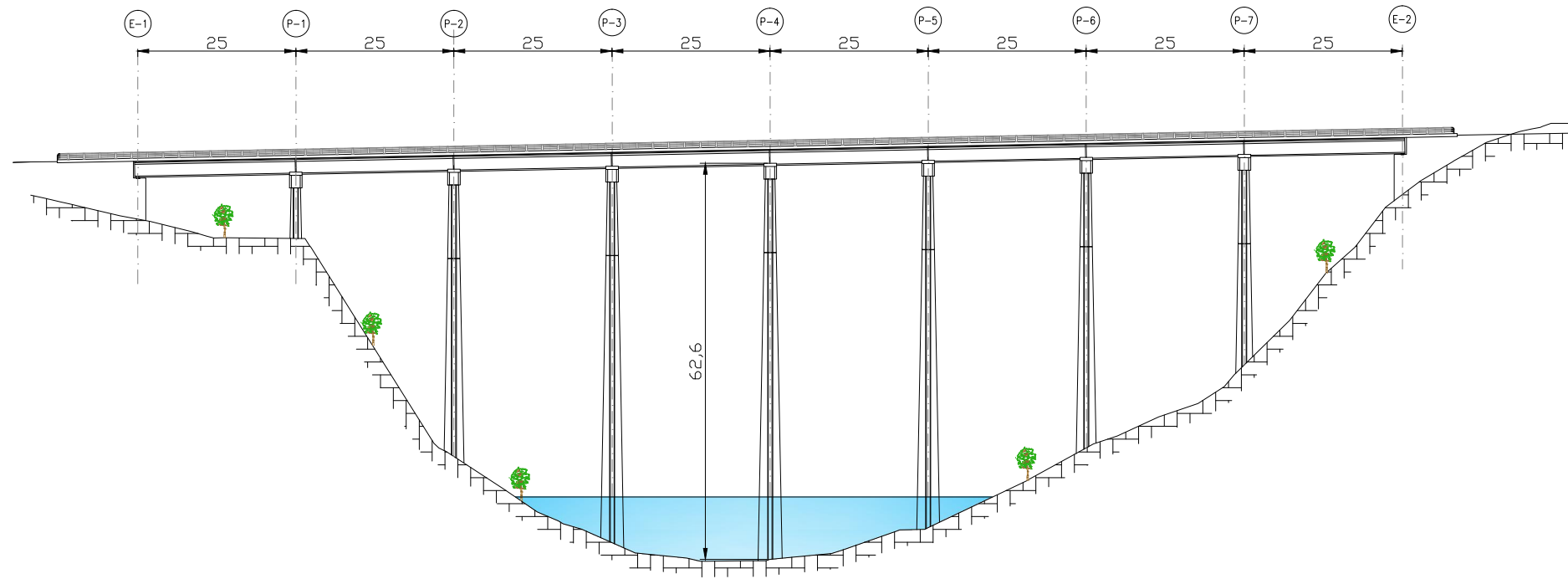
- 5.2.2.6.1. Sección longitudinal
- 5.2.2.6.2. Planta
- 5.2.2.6.3. Secciones en tablero
- 5.2.2.6.4. Secciones torres
- 5.2.2.6.5. Estribo 1
- 5.2.2.6.6. Estribo 2

### **5.2.3. Fase 3**

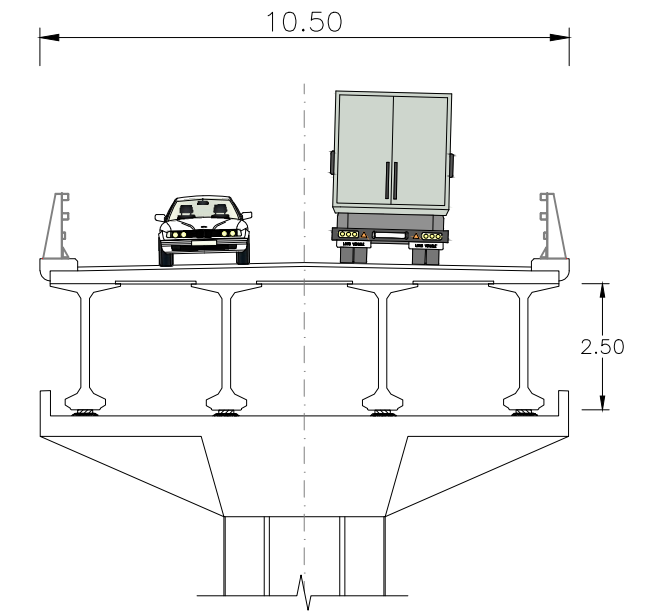
- 5.2.3.1. Emplazamiento.
- 5.2.3.2. Alzado y planta.
- 5.2.3.3. Sección longitudinal y transversal
- 5.2.3.4. Geometría de las dovelas
- 5.2.3.5. Armado de las dovelas
- 5.2.3.6. Estribo 1. Geometría
- 5.2.3.7. Estribo 2. Geometría
- 5.2.3.8. Estribos. Muro frontal. Armado
- 5.2.3.9. Estribos. Muro en vuelta. Geometría y armado
- 5.2.3.10. Pilas y cimentaciones. Geometría
- 5.2.3.11. Pilas y cimentaciones. Armado
- 5.2.3.12. Cable pretensado. Geometría 1
- 5.2.3.13. Cable pretensado. Geometría 2
- 5.2.3.14. Proceso constructivo (1 de 7)
- 5.2.3.14. Proceso constructivo (2 de 7)
- 5.2.3.14. Proceso constructivo (3 de 7)
- 5.2.3.14. Proceso constructivo (4 de 7)
- 5.2.3.14. Proceso constructivo (5 de 7)
- 5.2.3.14. Proceso constructivo (6 de 7)
- 5.2.3.14. Proceso constructivo (7 de 7)



Puente vigas prefabricadas doble T. 25 metros

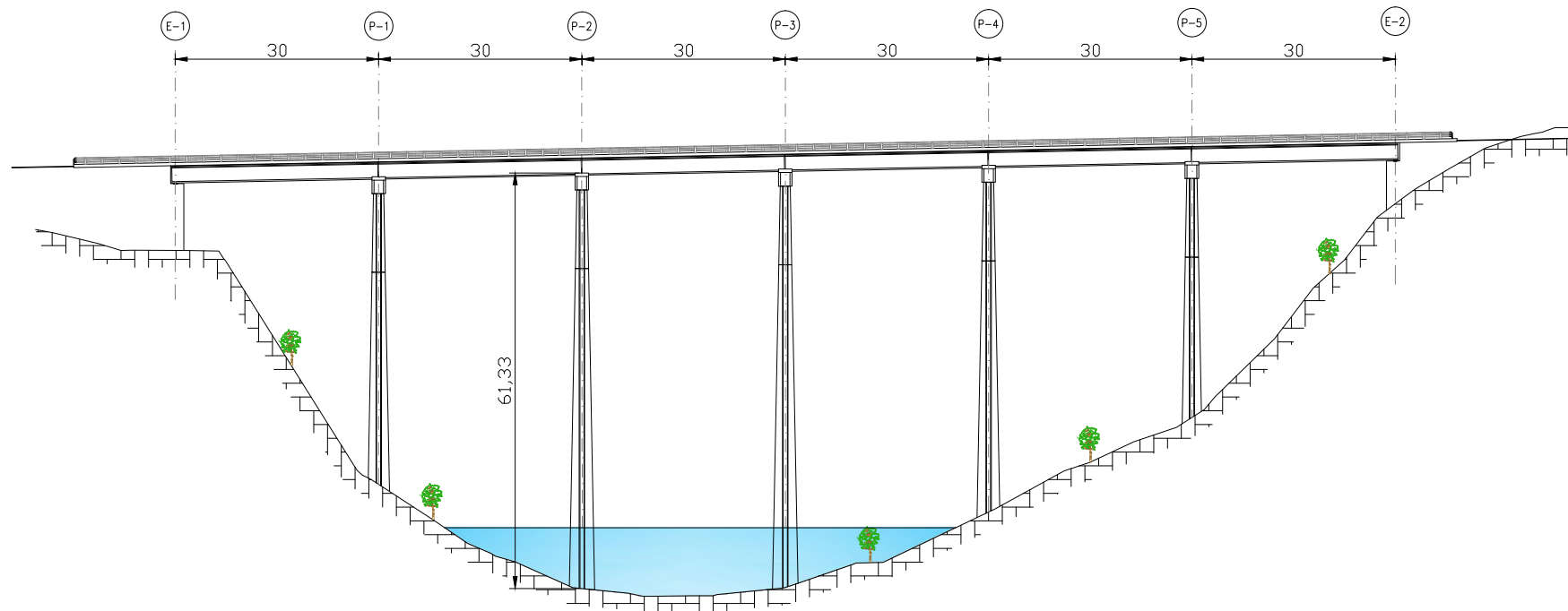


Alzado principal. Escala 1/1000

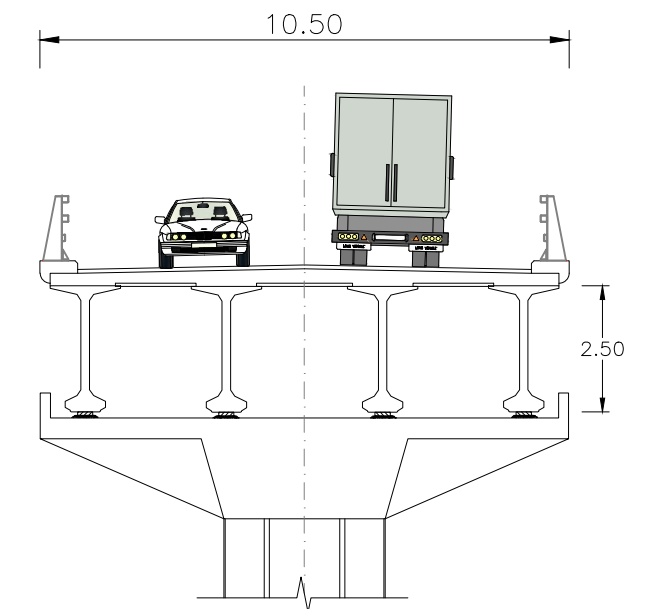


Sección tablero. Escala 1/150

Puente vigas prefabricadas doble T. 30 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

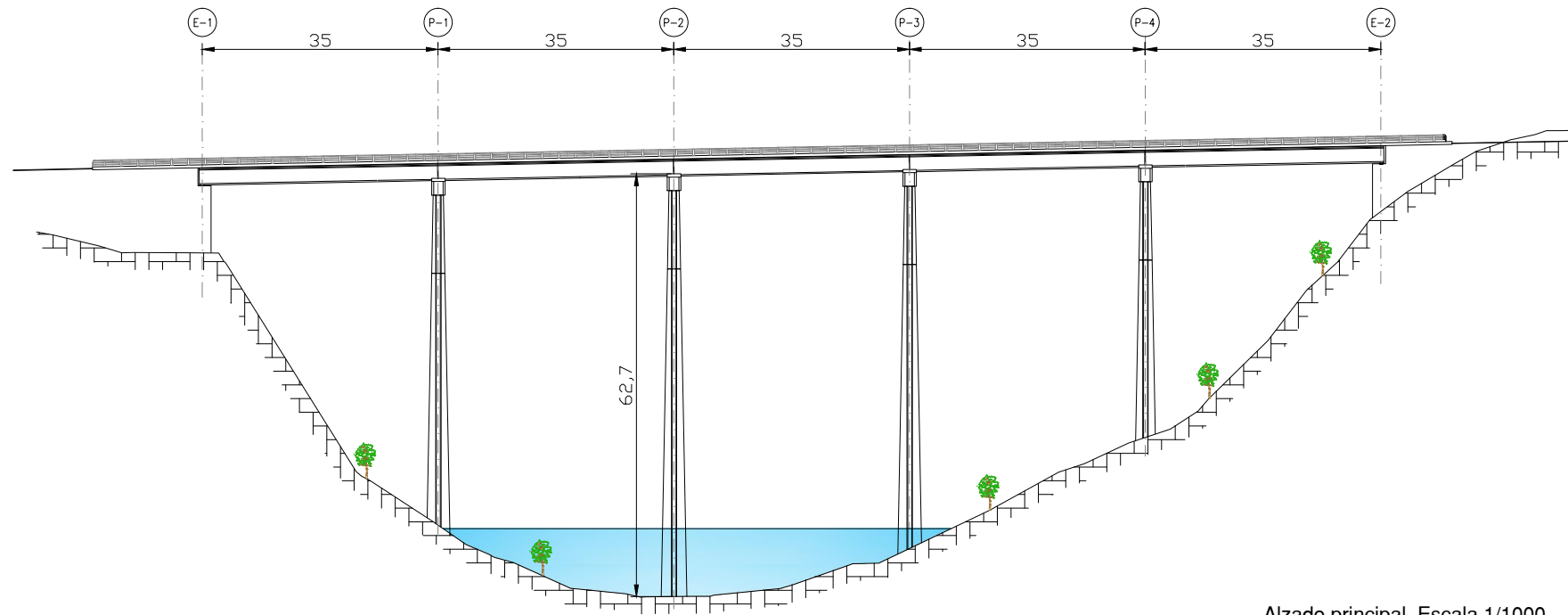
ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
VIGA EN DOBLE T

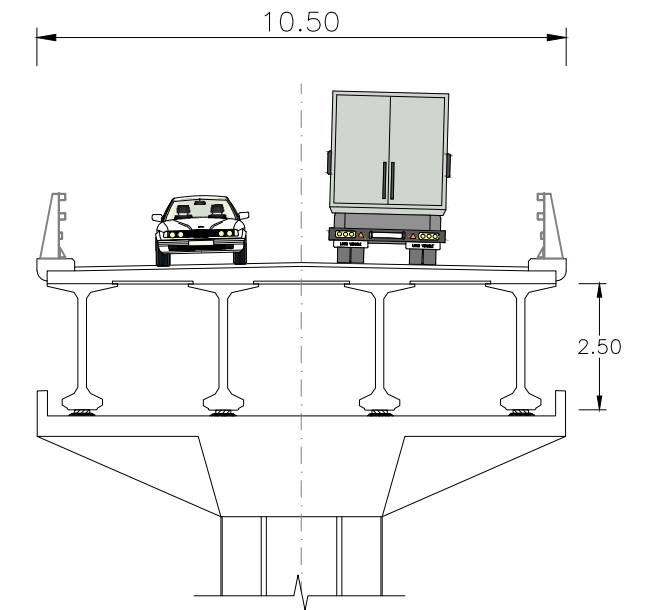
Nº DE PLANO  
5.2.1.1

HOJA 1 DE 2

Puente vigas prefabricadas doble T. 35 metros

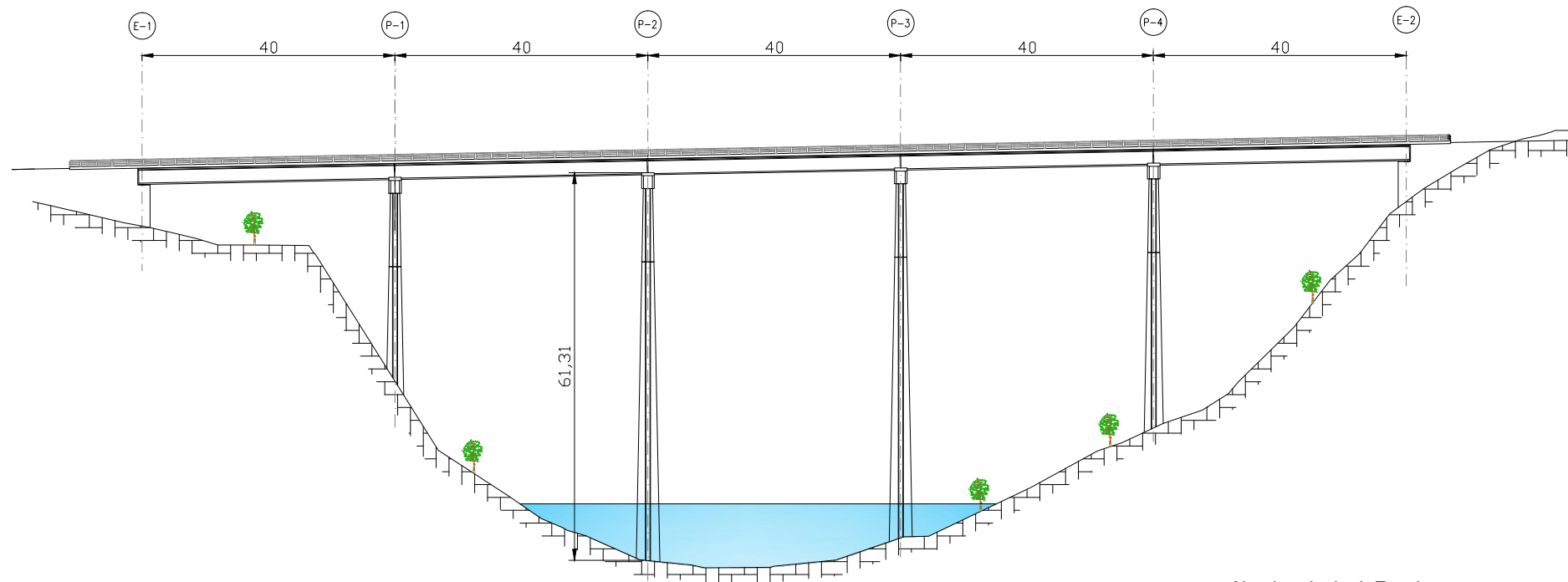


Alzado principal. Escala 1/1000

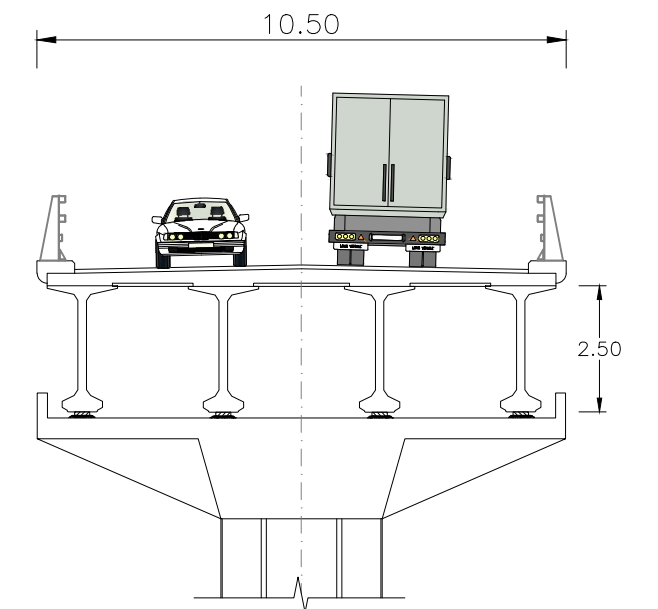


Sección tablero. Escala 1/150

Puente vigas prefabricadas doble T. 40 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

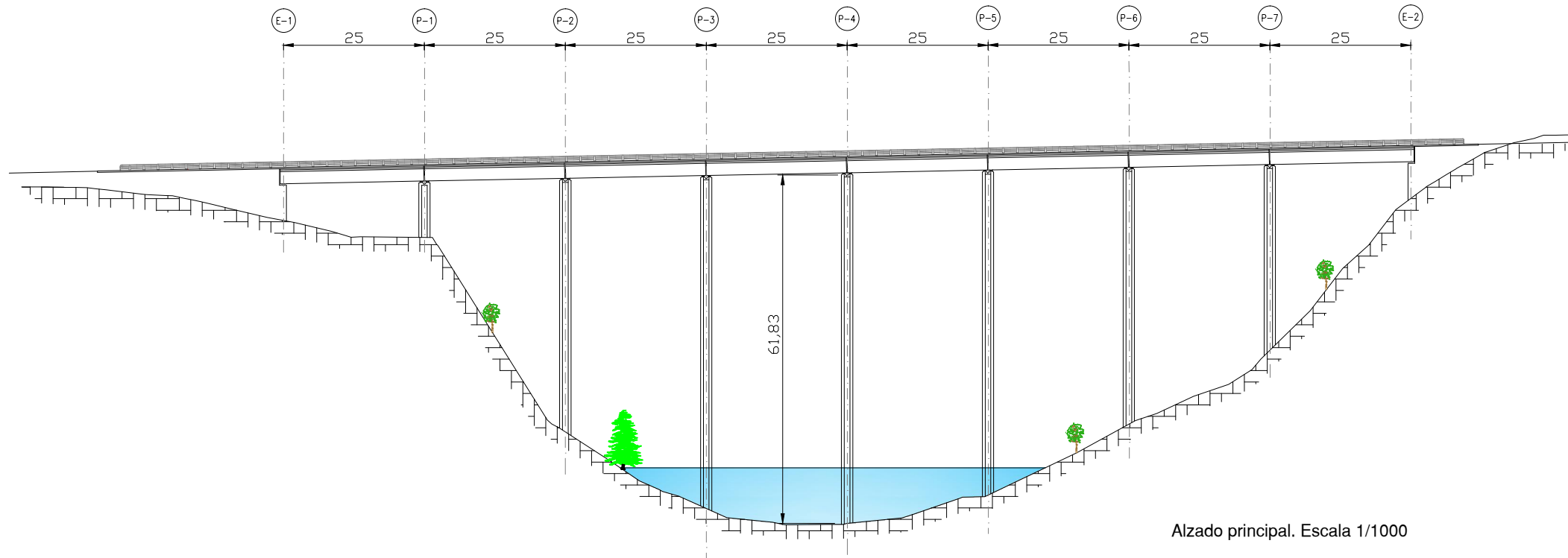
ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
VIGA EN DOBLE T

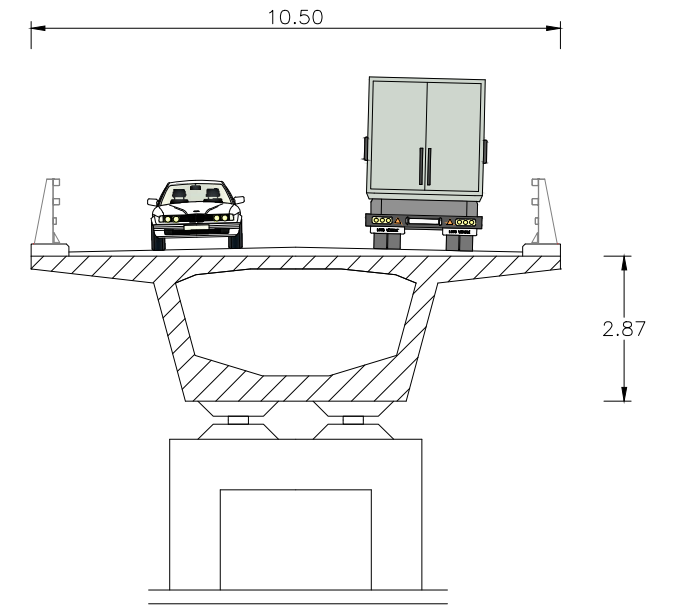
Nº DE PLANO  
5.2.1.1

HOJA 2 DE 2

Puente cajón prefabricado. 25 metros

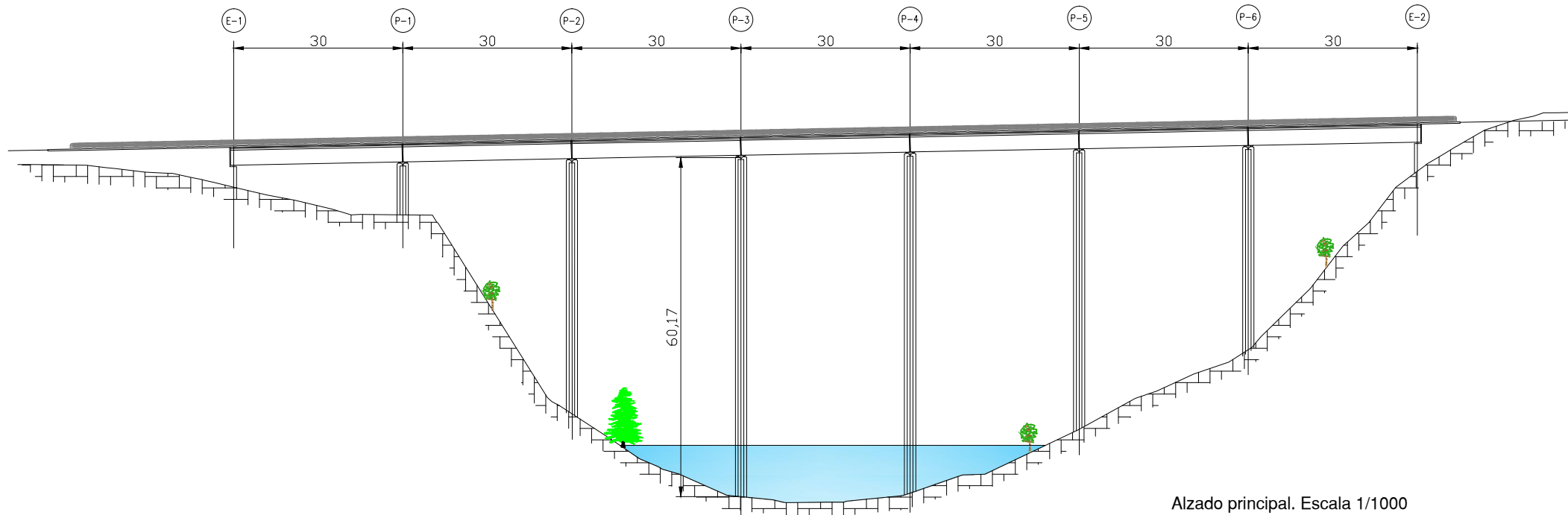


Alzado principal. Escala 1/1000

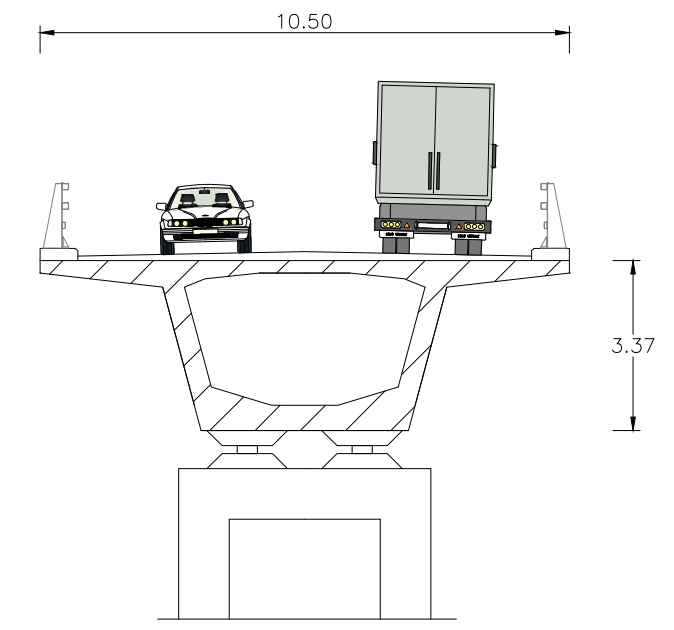


Sección tablero. Escala 1/150

Puente cajón prefabricado. 30 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

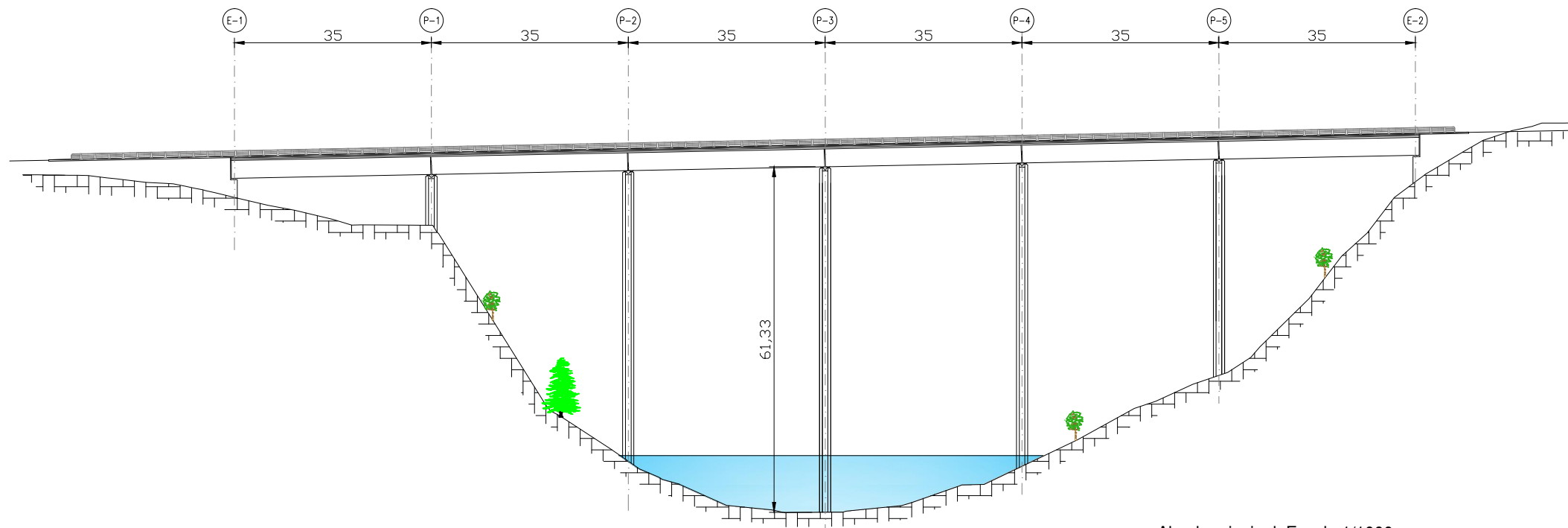
ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 CAJÓN PREFABRICADO

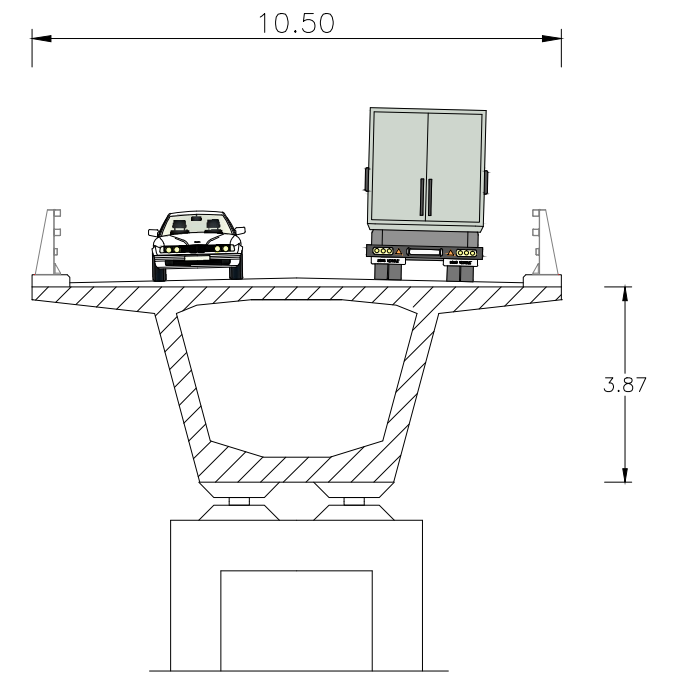
Nº DE PLANO  
 5.2.1.2

HOJA 1 DE 2

Puente cajón prefabricado. 35 metros

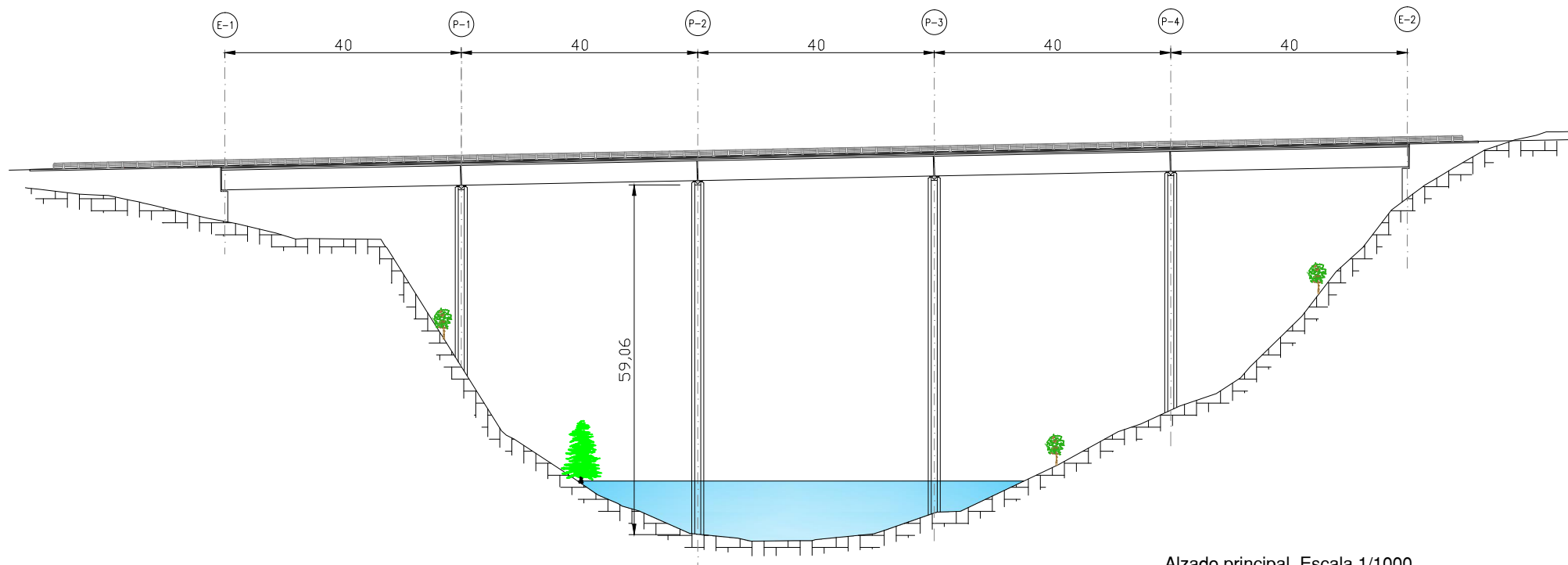


Alzado principal. Escala 1/1000

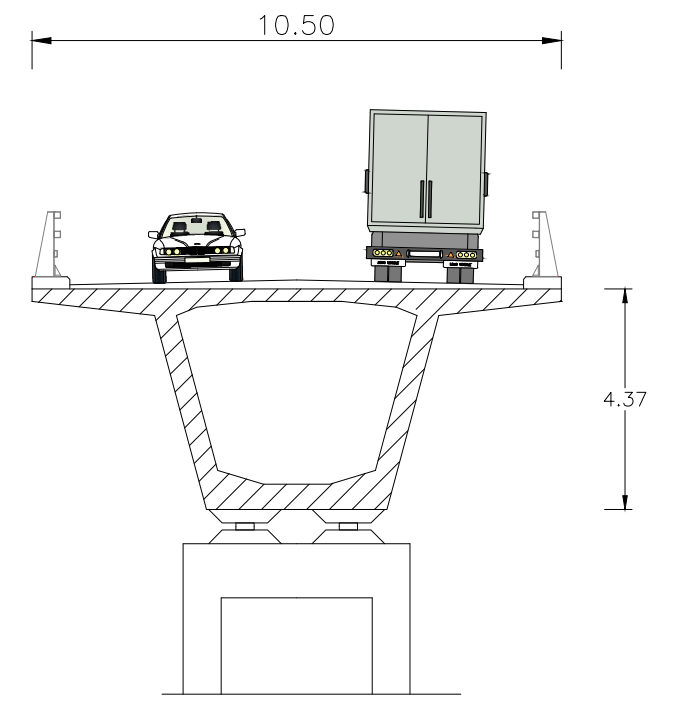


Sección tablero. Escala 1/150

Puente cajón prefabricado. 40 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

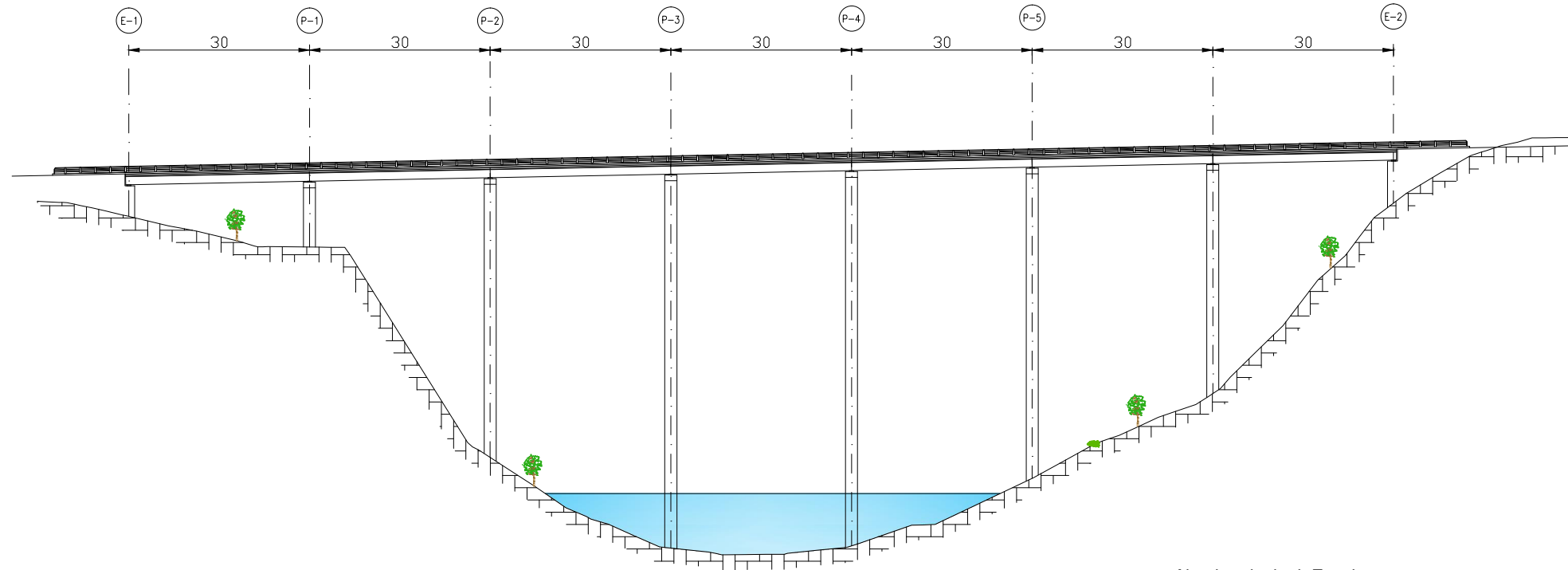
TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

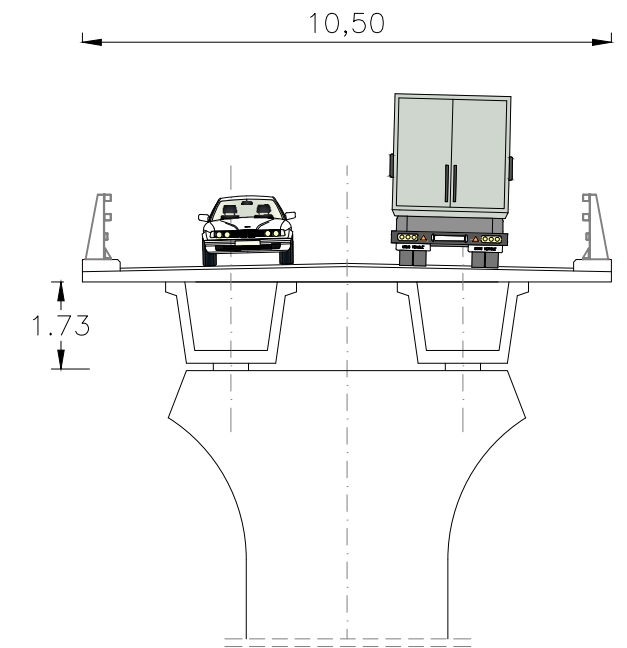
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
CAJÓN PREFABRICADO

Nº DE PLANO  
5.2.1.2  
HOJA 2 DE 2

Puente vigas prefabricadas en artesa. 30 metros

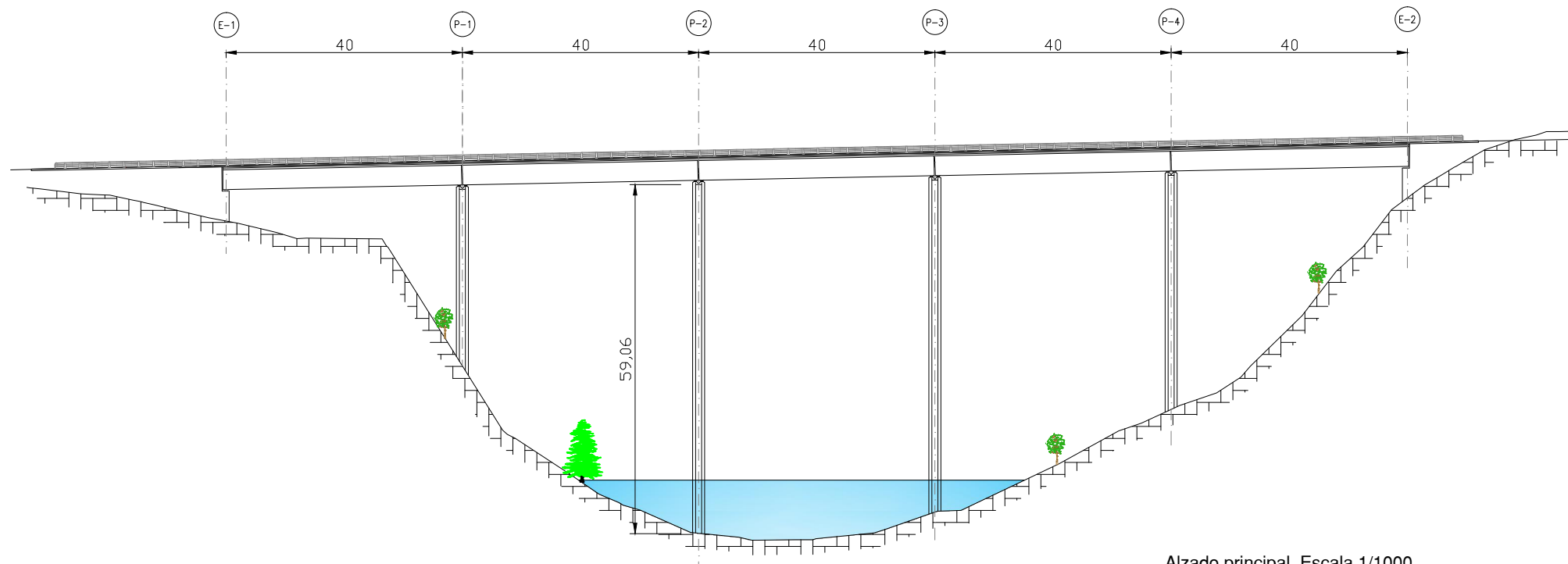


Alzado principal. Escala 1/1000

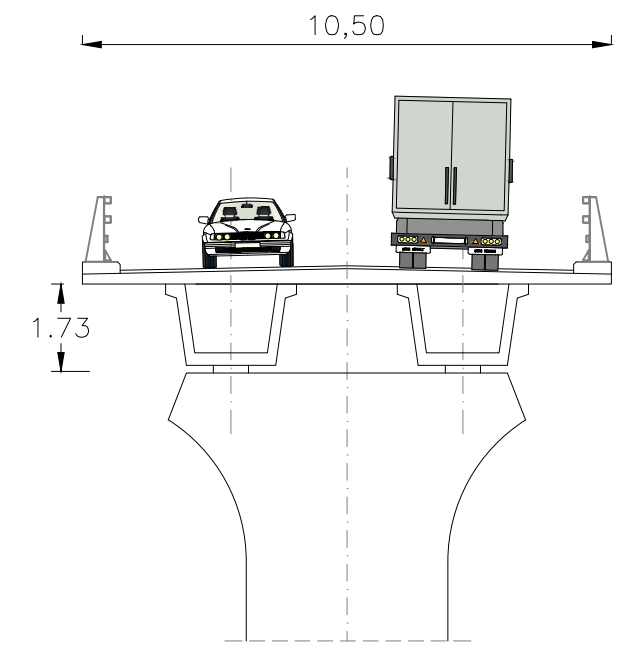


Sección tablero. Escala 1/150

Puente vigas prefabricadas en artesa. 35 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

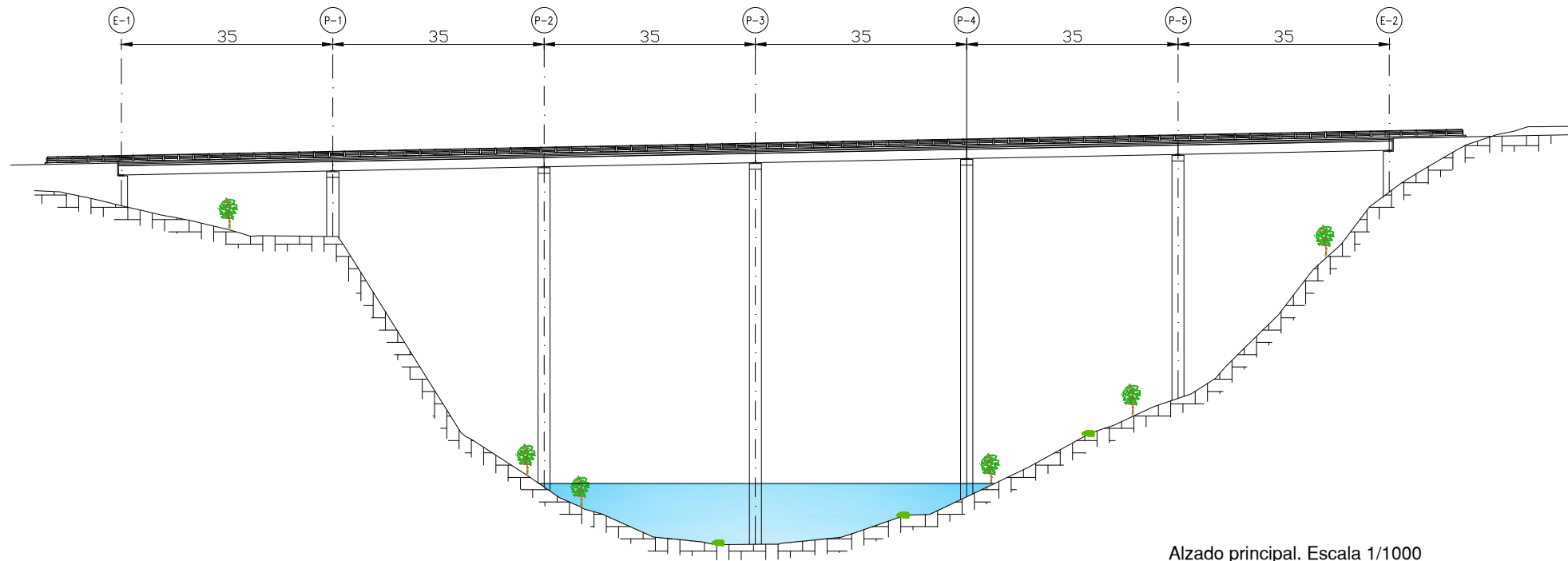
ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 VIGAS EN ARTESA

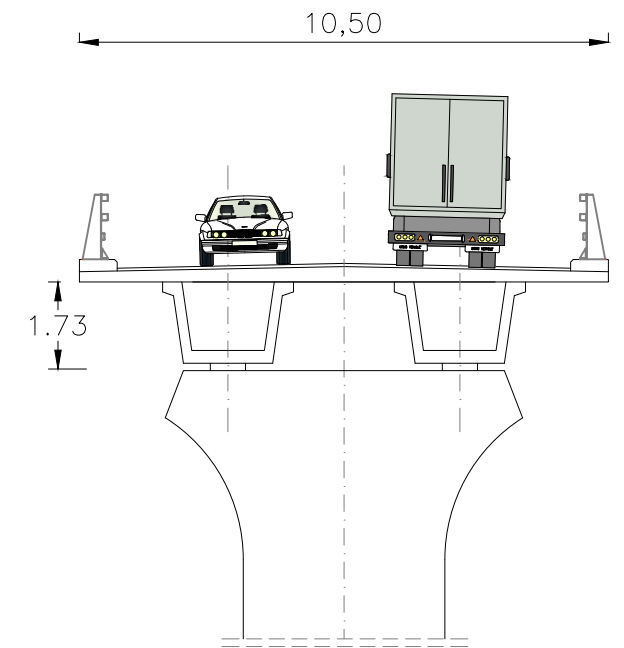
Nº DE PLANO  
 5.2.1.3

HOJA 1 DE 2

Puente vigas prefabricadas en artesa. 35 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

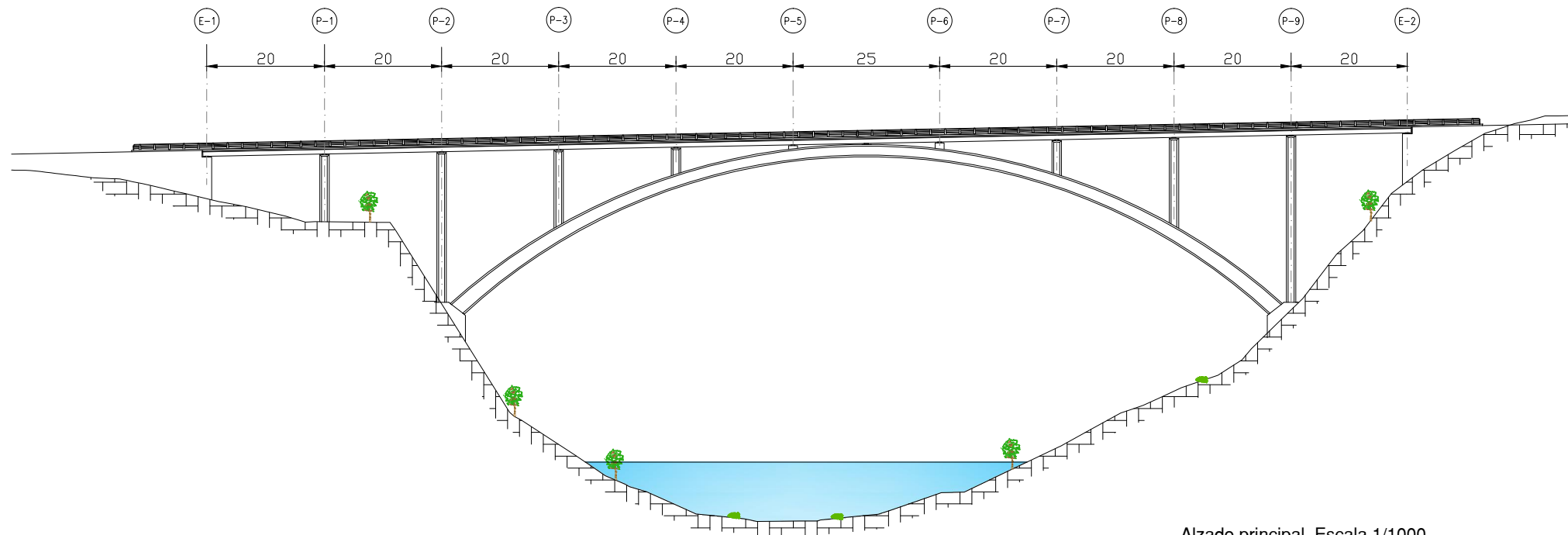
ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 VIGAS EN ARTESA

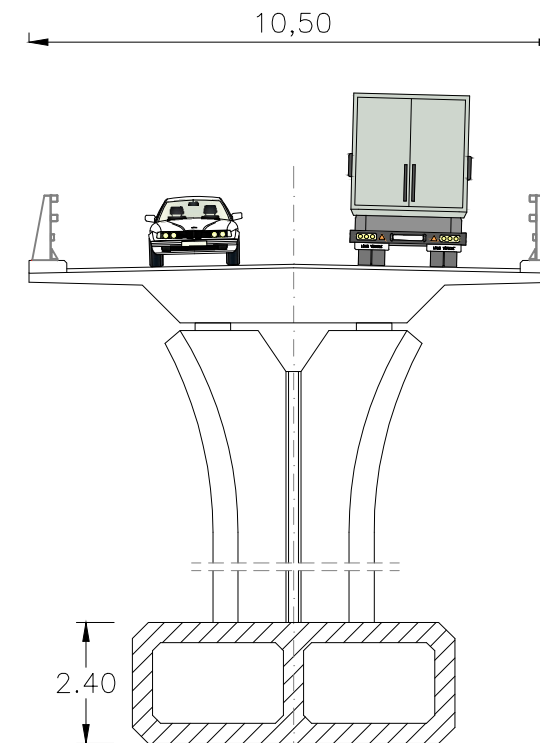
Nº DE PLANO  
 5.2.1.3

HOJA 2 DE 2

Puente arco tablero superior. 20 metros

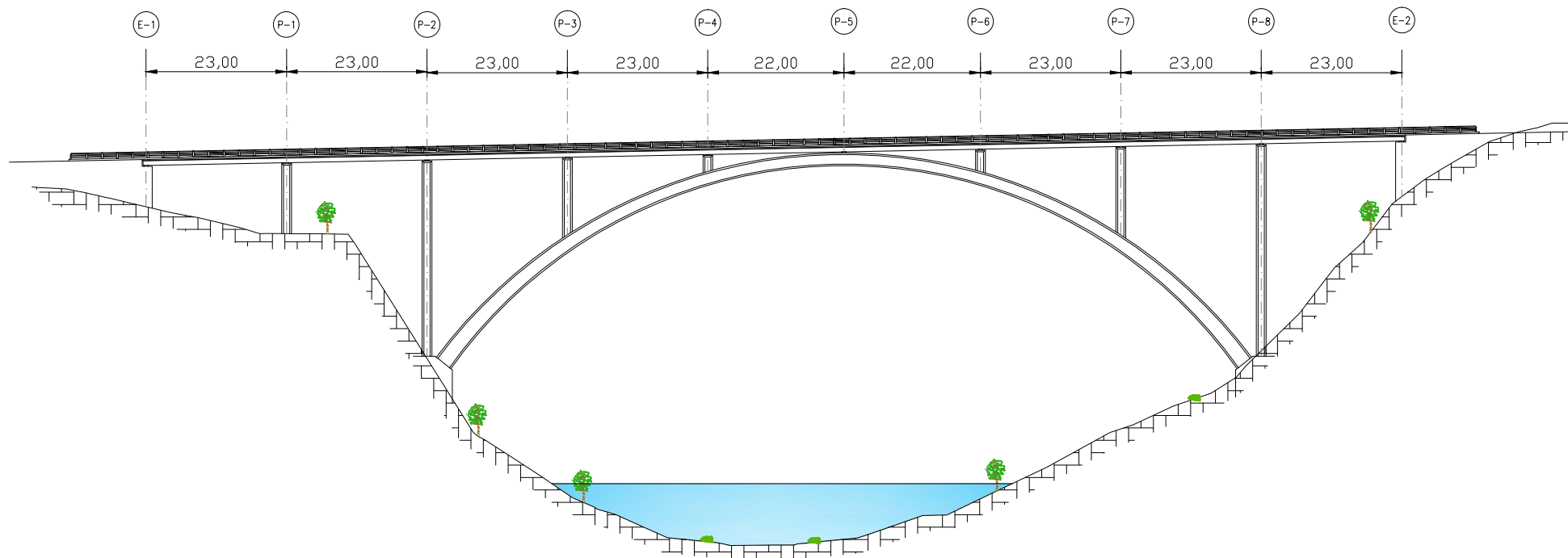


Alzado principal. Escala 1/1000

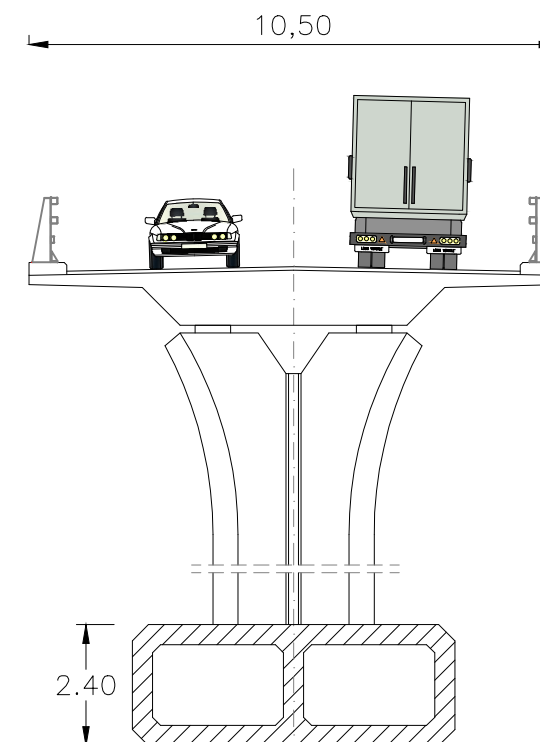


Sección tablero. Escala 1/150

Puente arco tablero superior. 23 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

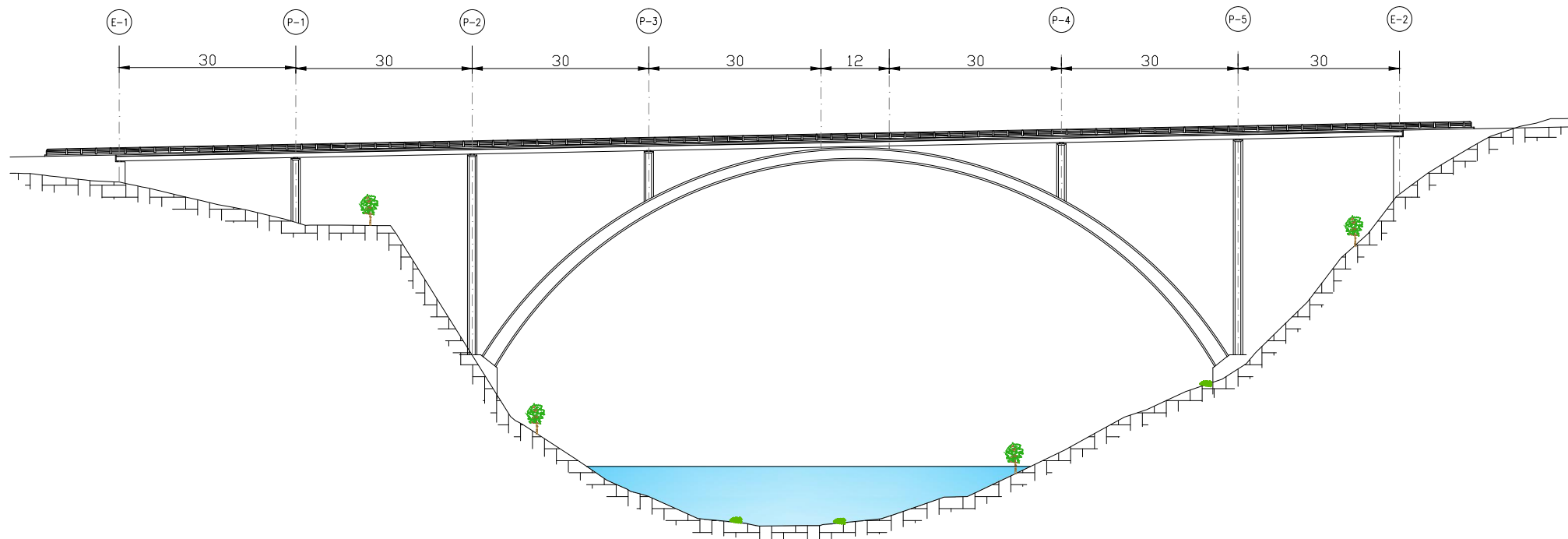
TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 VARIAS

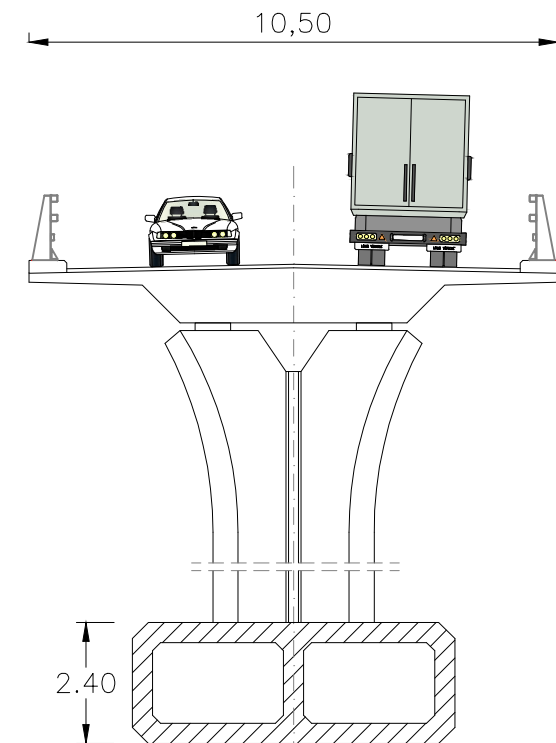
TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 ARCO

Nº DE PLANO  
 5.2.1.4  
 HOJA 1 DE 2

Puente arco tablero superior. 30 metros

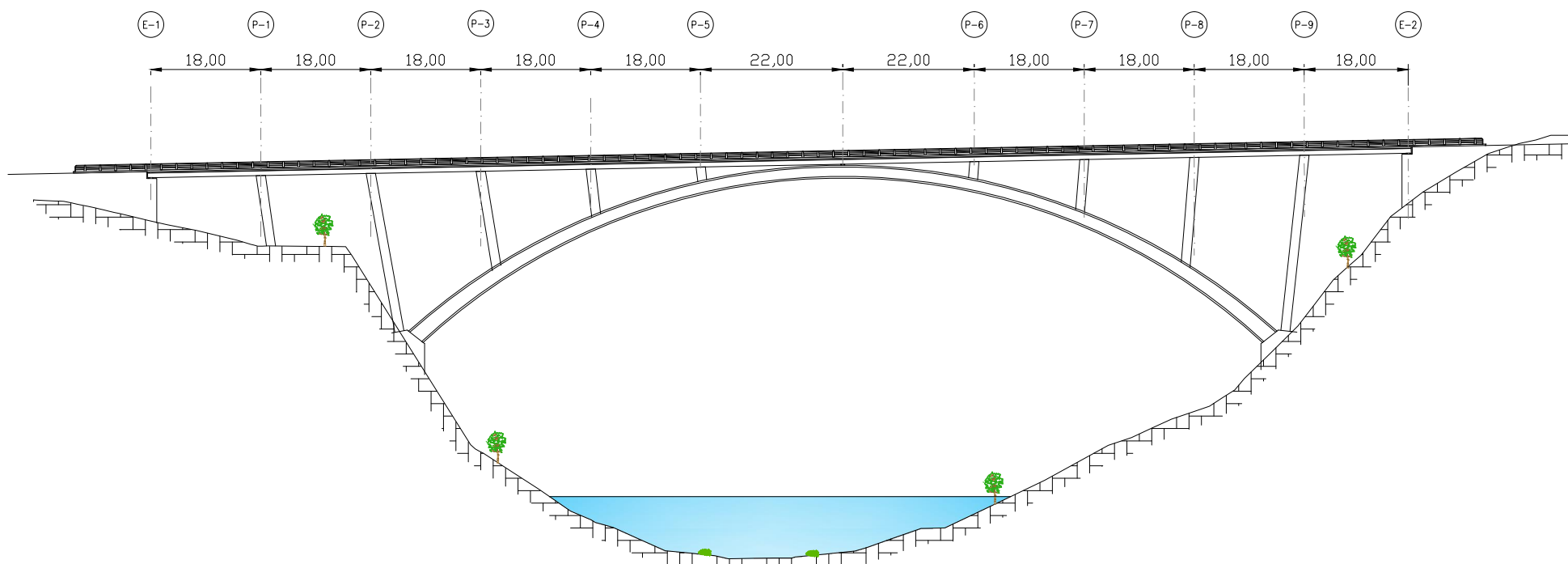


Alzado principal. Escala 1/1000

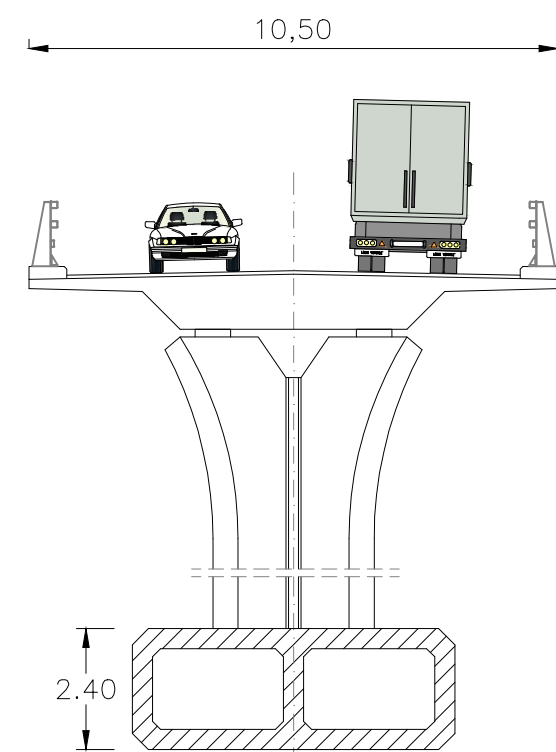


Sección tablero. Escala 1/150

Puente arco tablero superior. Pilares inclinados. 18 metros



Alzado principal. Escala 1/1000



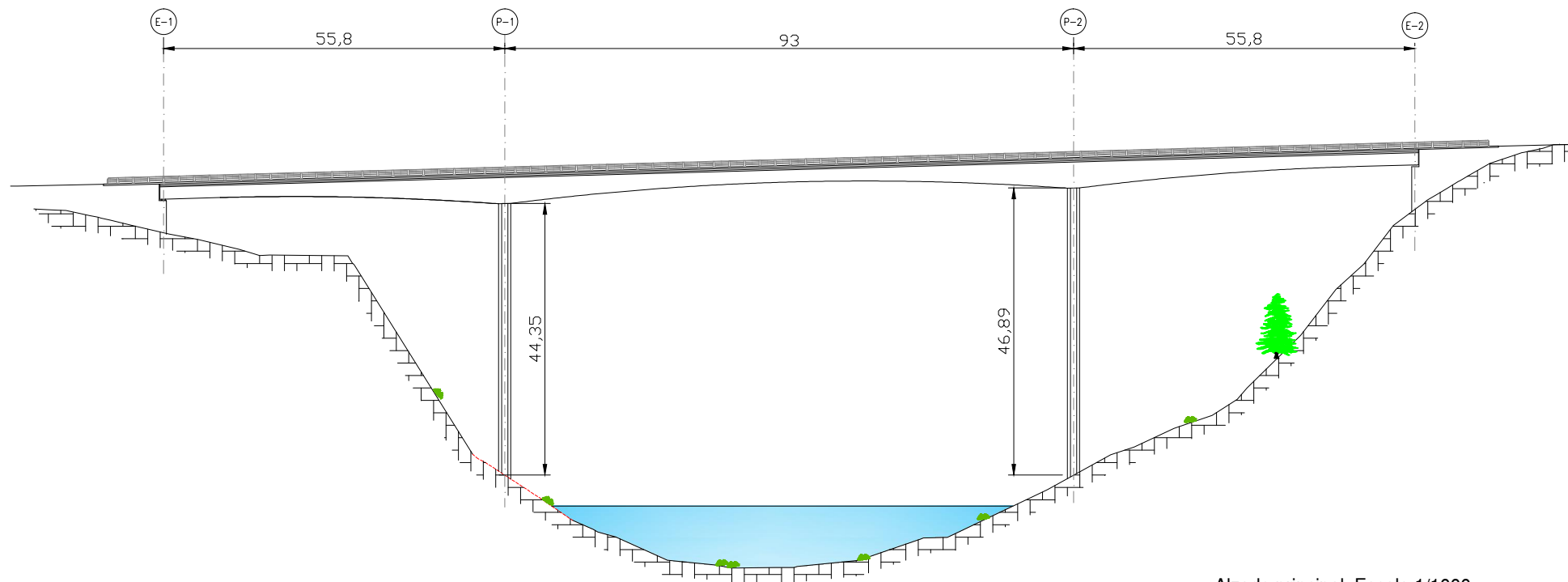
Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros

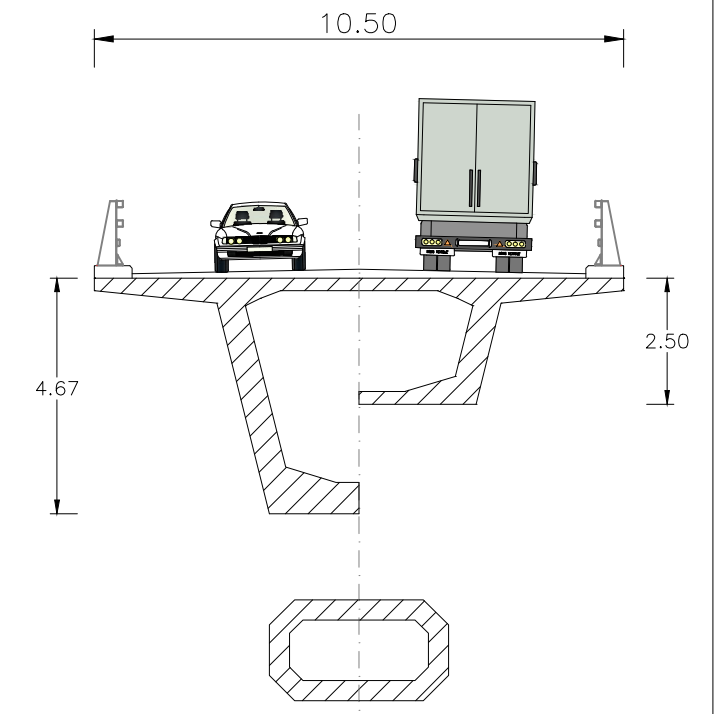
	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS		AUTOR DEL PROYECTO	FECHA	TÍTULO DEL PROYECTO	ESCALA:	TÍTULO DEL PLANO	Nº DE PLANO
			ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO	JUNIO 2016	ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR	VARIAS	ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1 ARCO	5.2.1.4



Puente viga canto variable por voladizos sucesivos. 3 vanos

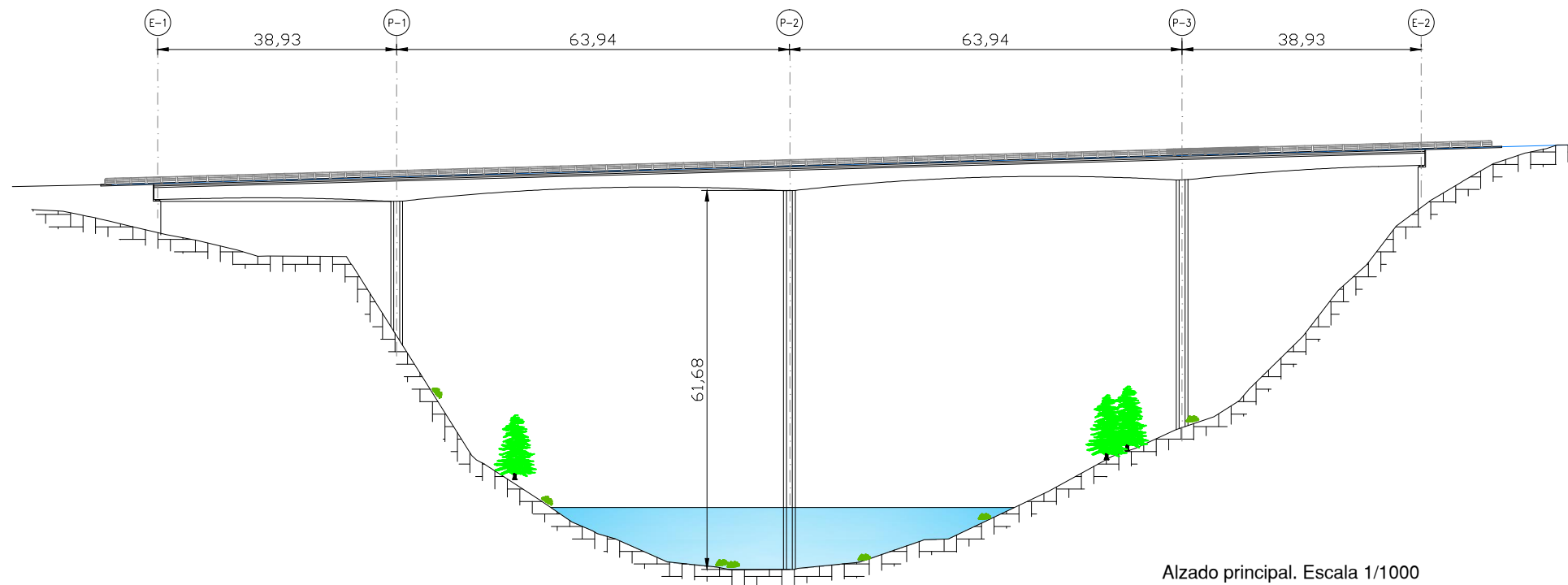


Alzado principal. Escala 1/1000

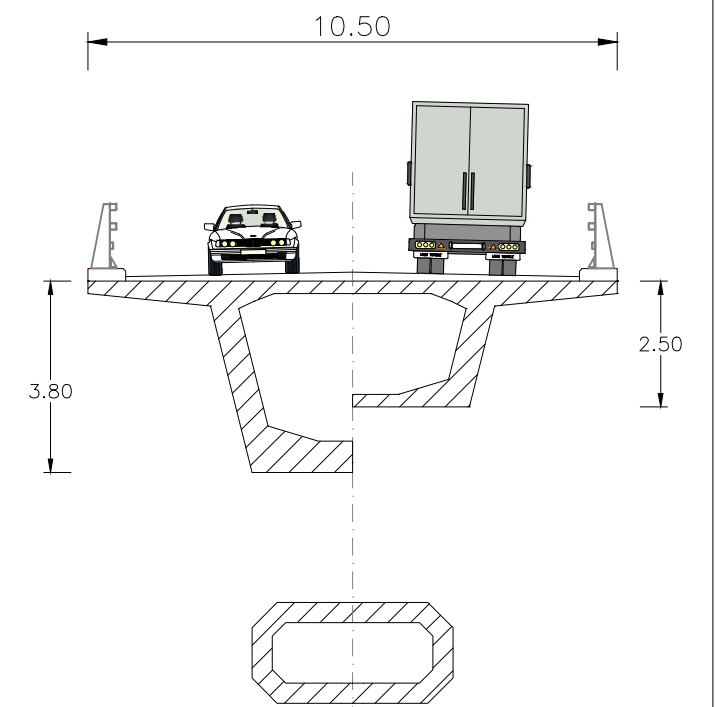


Sección tablero. Escala 1/150

Puente viga canto variable por voladizos sucesivos. 4 vanos



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

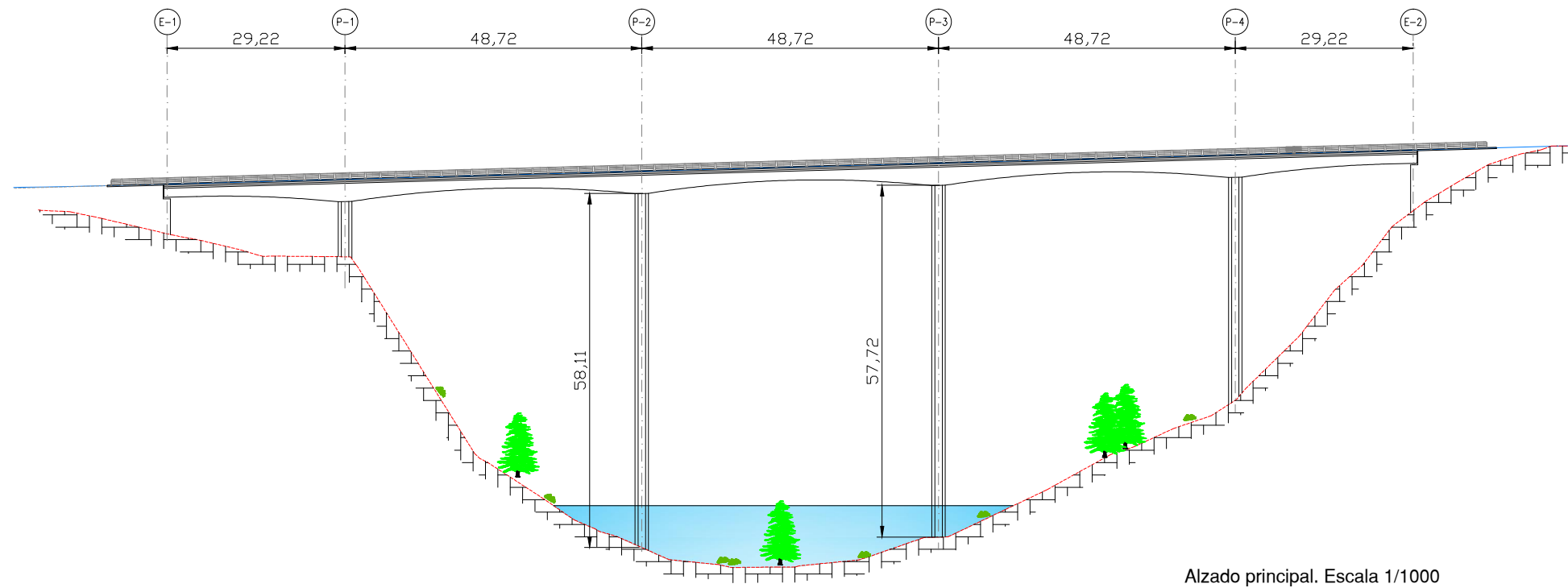
TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

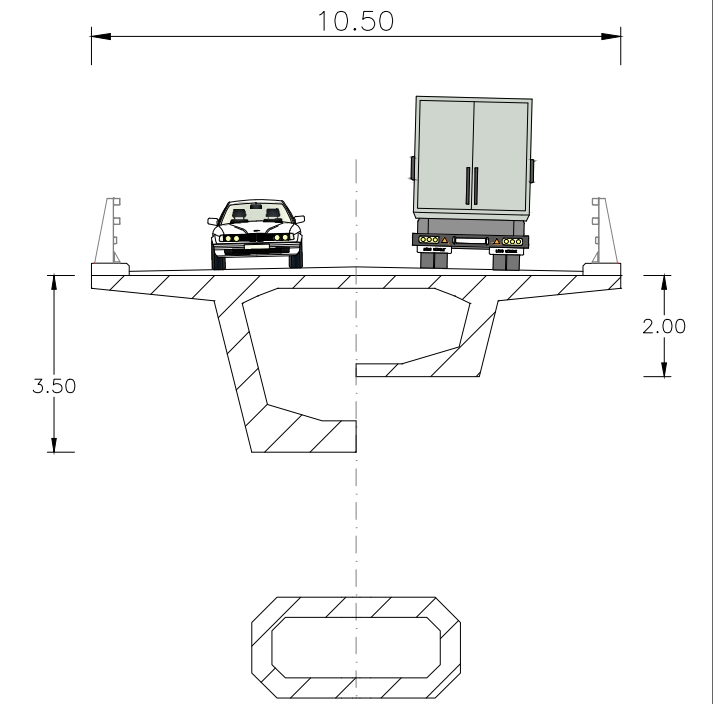
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
VIGA CANTO VARIABLE EN VOLADIZOS  
SUCESIVOS

Nº DE PLANO  
5.2.1.5  
HOJA 1 DE 2

Puente viga canto variable por voladizos sucesivos. 5 vanos



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

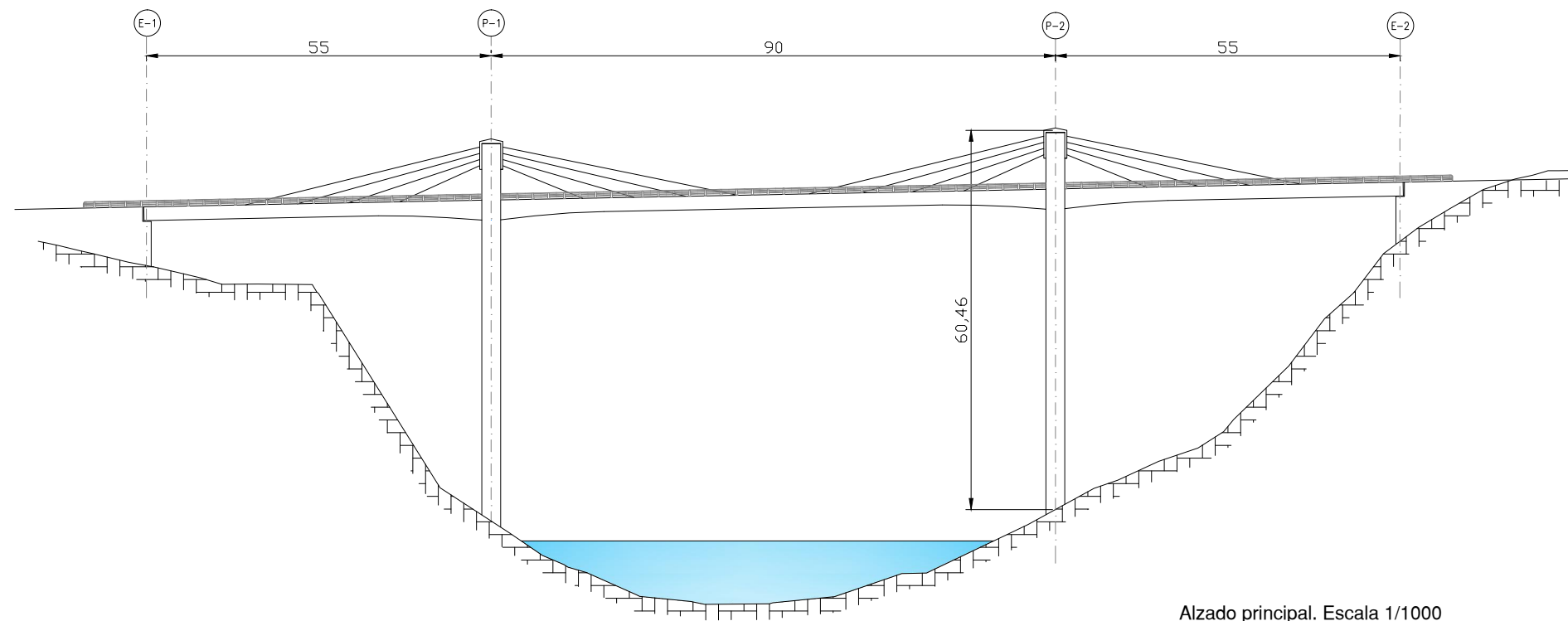
ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 VIGA CANTO VARIABLE EN VOLADIZOS  
 SUCESIVOS

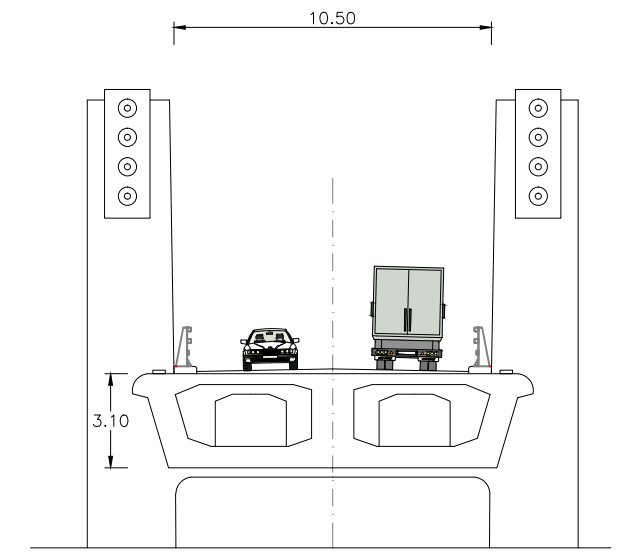
Nº DE PLANO  
 5.2.1.5

HOJA 2 DE 2

Puente pretensado extradosado. Solución 3 vanos

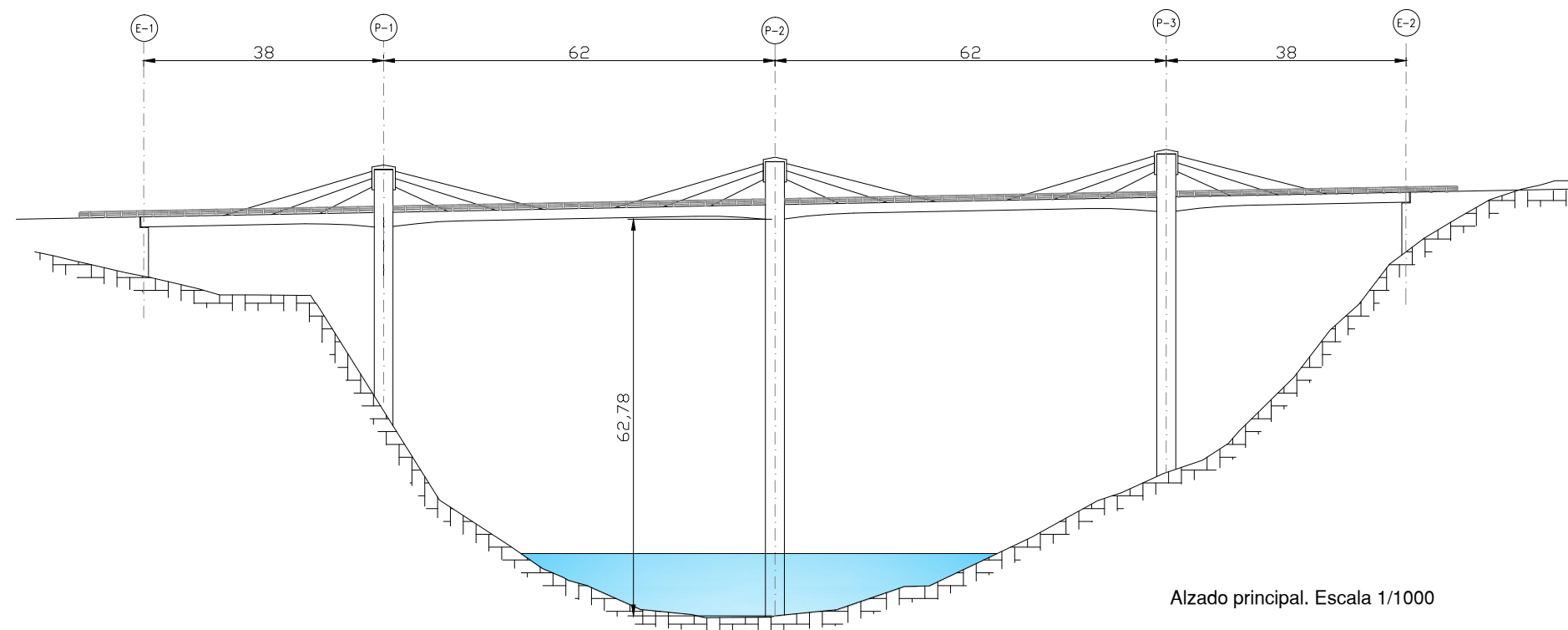


Alzado principal. Escala 1/1000

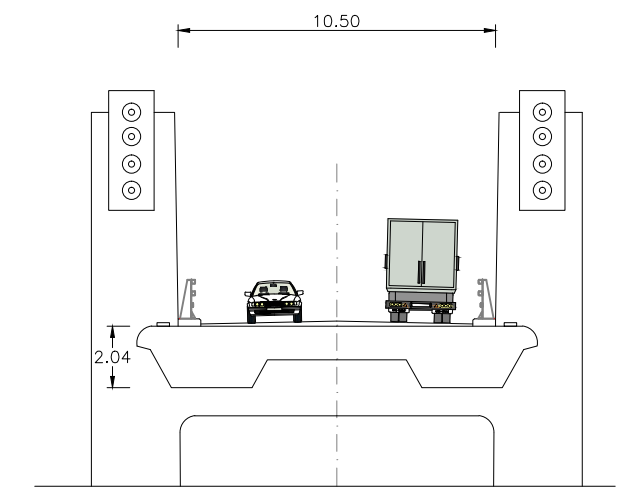


Sección tablero. Escala 1/250

Puente pretensado extradosado. Solución 4 vanos



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/250

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

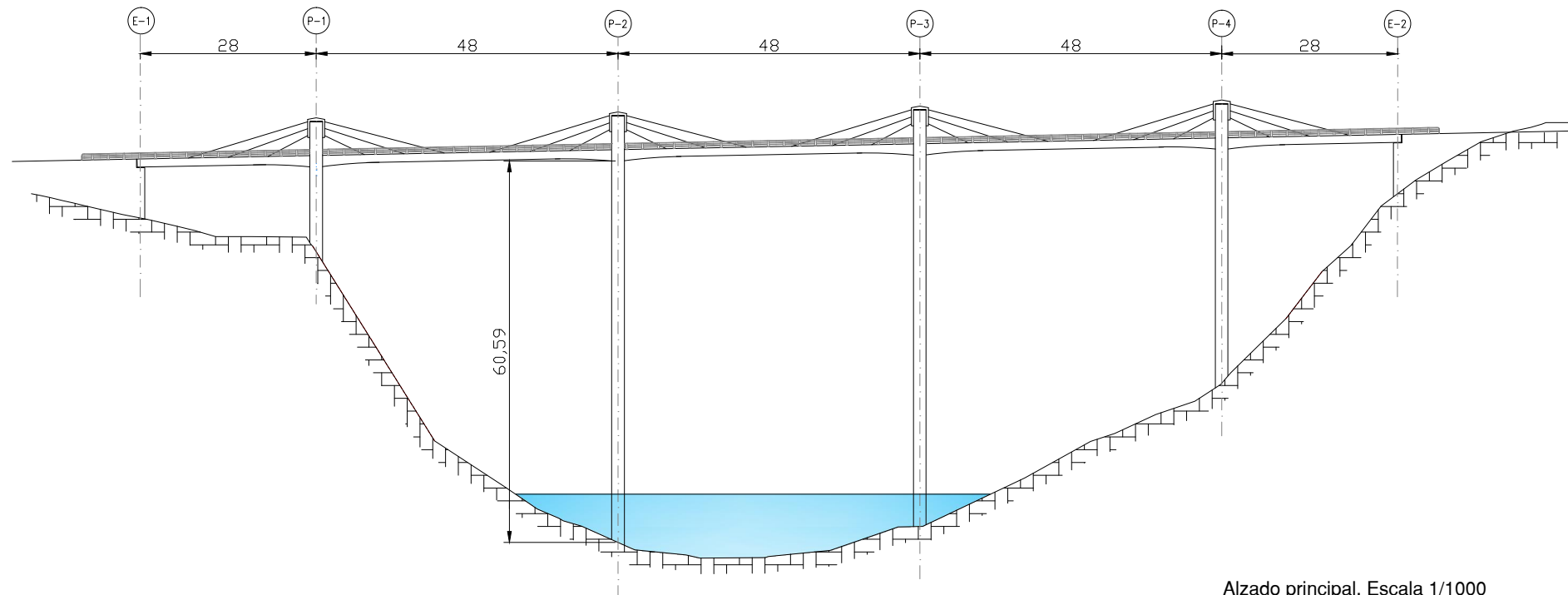
ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
PRETENSADO EXTRADOSADO

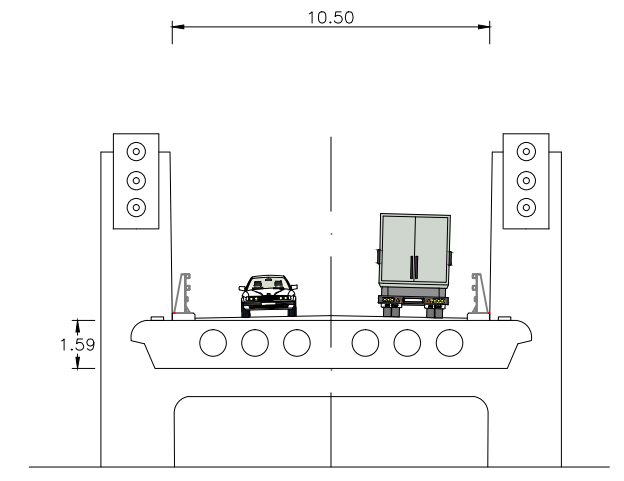
Nº DE PLANO  
5.2.1.6

HOJA 1 DE 2

Puente pretensado extradosado. Solución 5 vanos



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/250

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

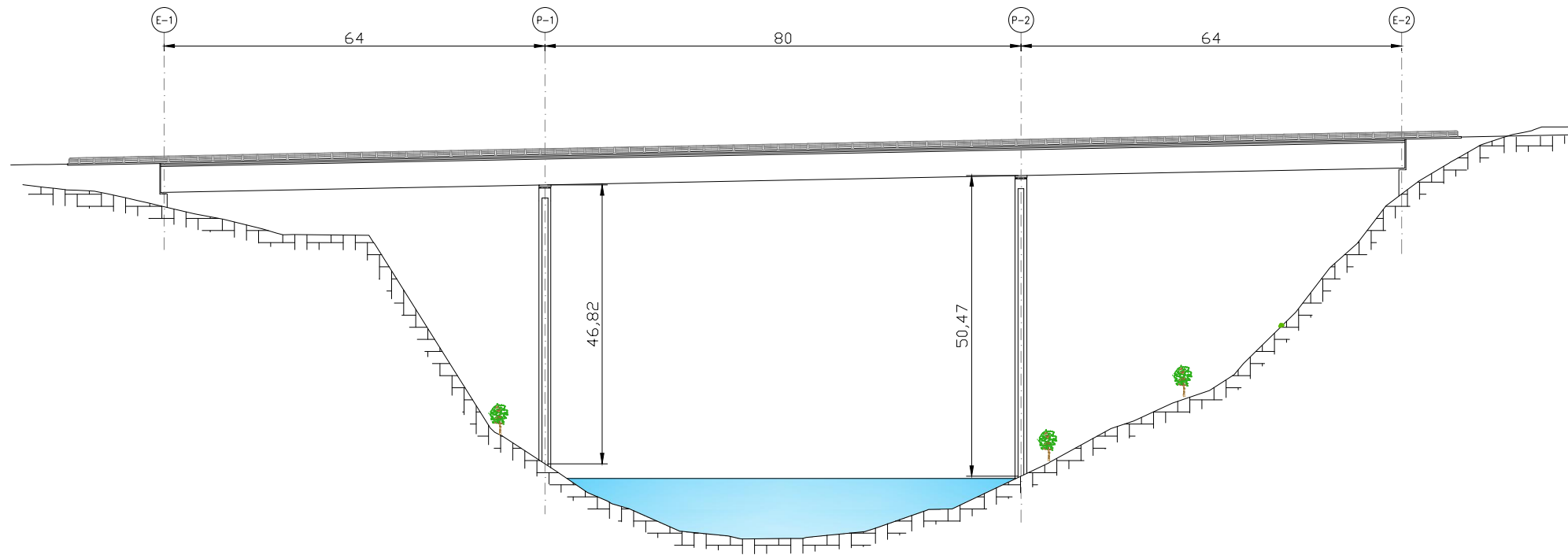
ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 PRETENSADO EXTRADOSADO

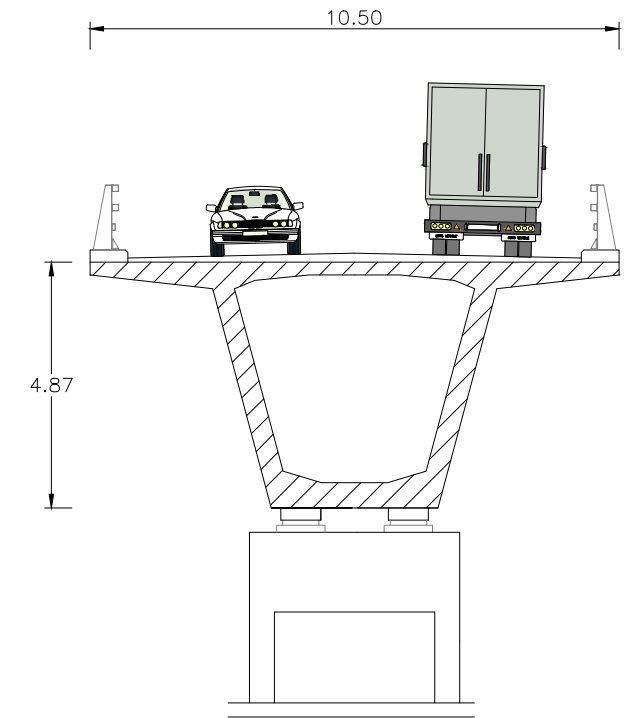
Nº DE PLANO  
 5.2.1.6

HOJA 2 DE 2

Puente cajón empujado. Solución 3 vanos

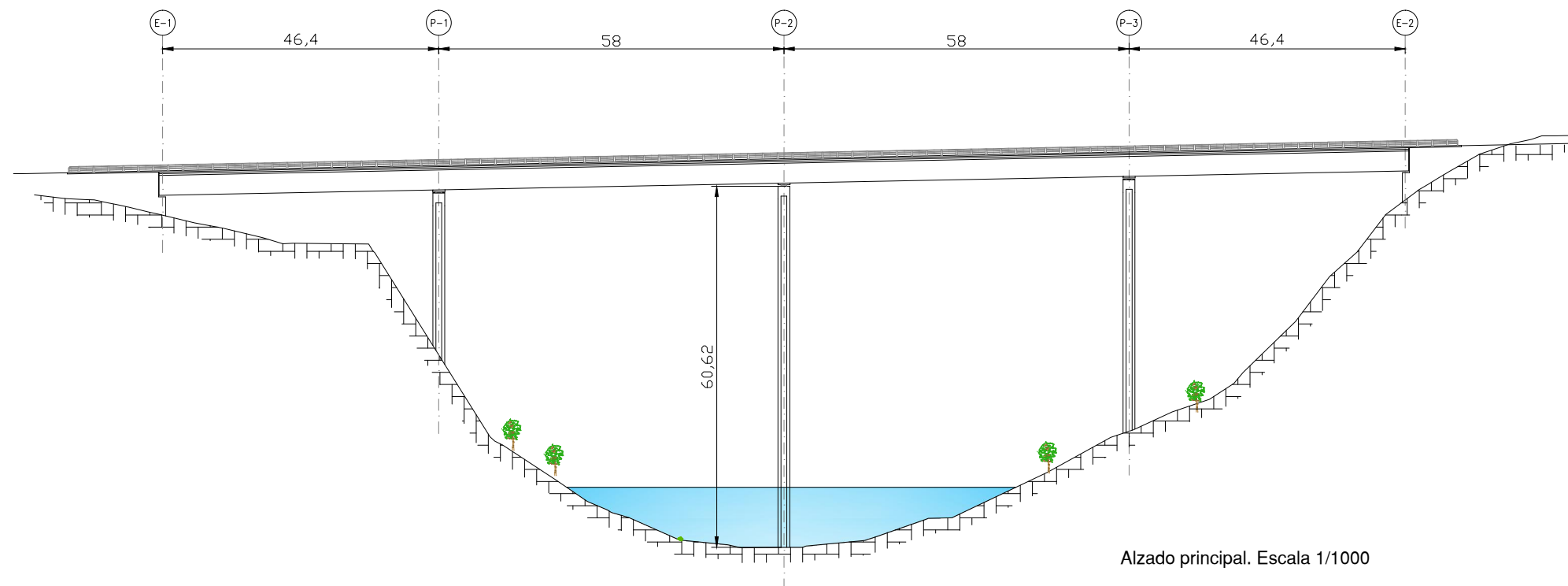


Alzado principal. Escala 1/1000

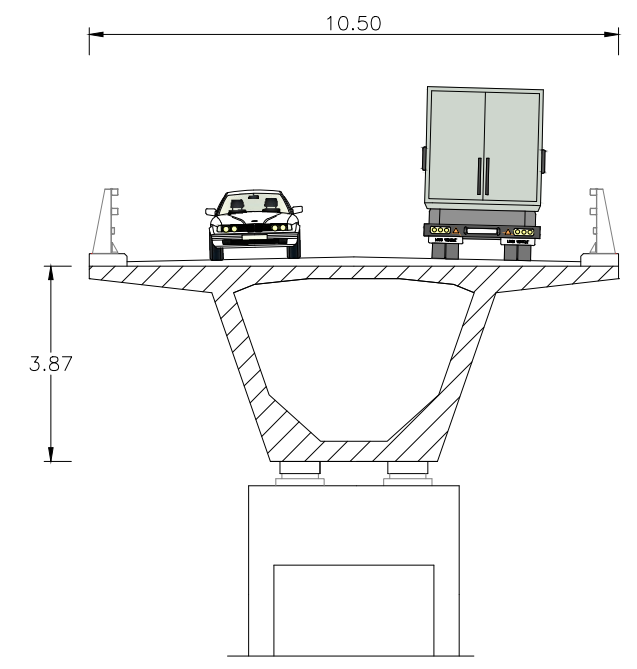


Sección tablero. Escala 1/150

Puente cajón empujado. Solución 4 vanos



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

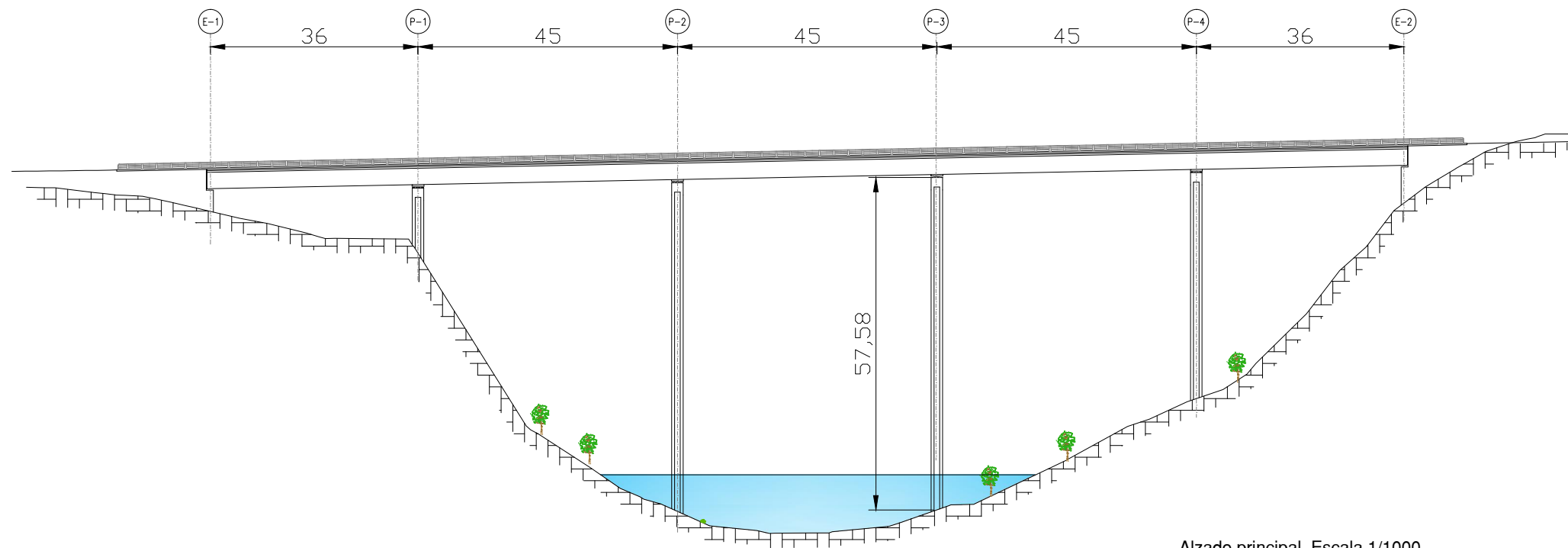
ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
CAJÓN EMPUJADO

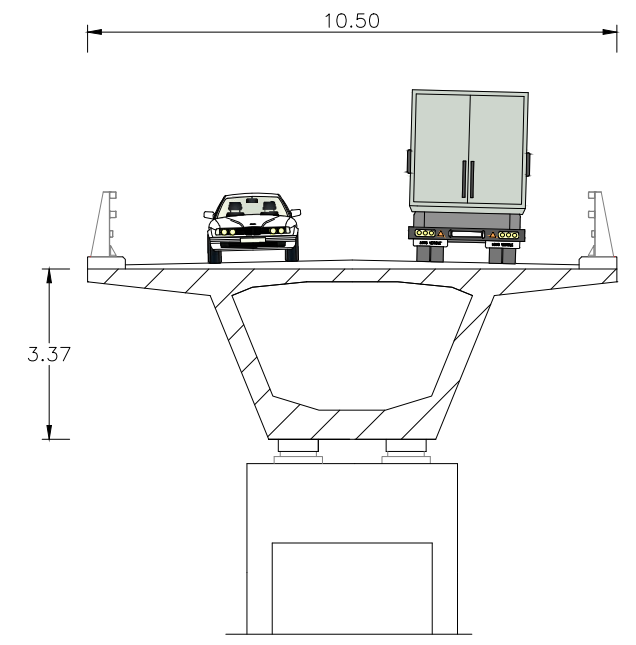
Nº DE PLANO  
5.2.1.7

HOJA 1 DE 2

Puente cajón empujado. Solución 5 vanos



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/150

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

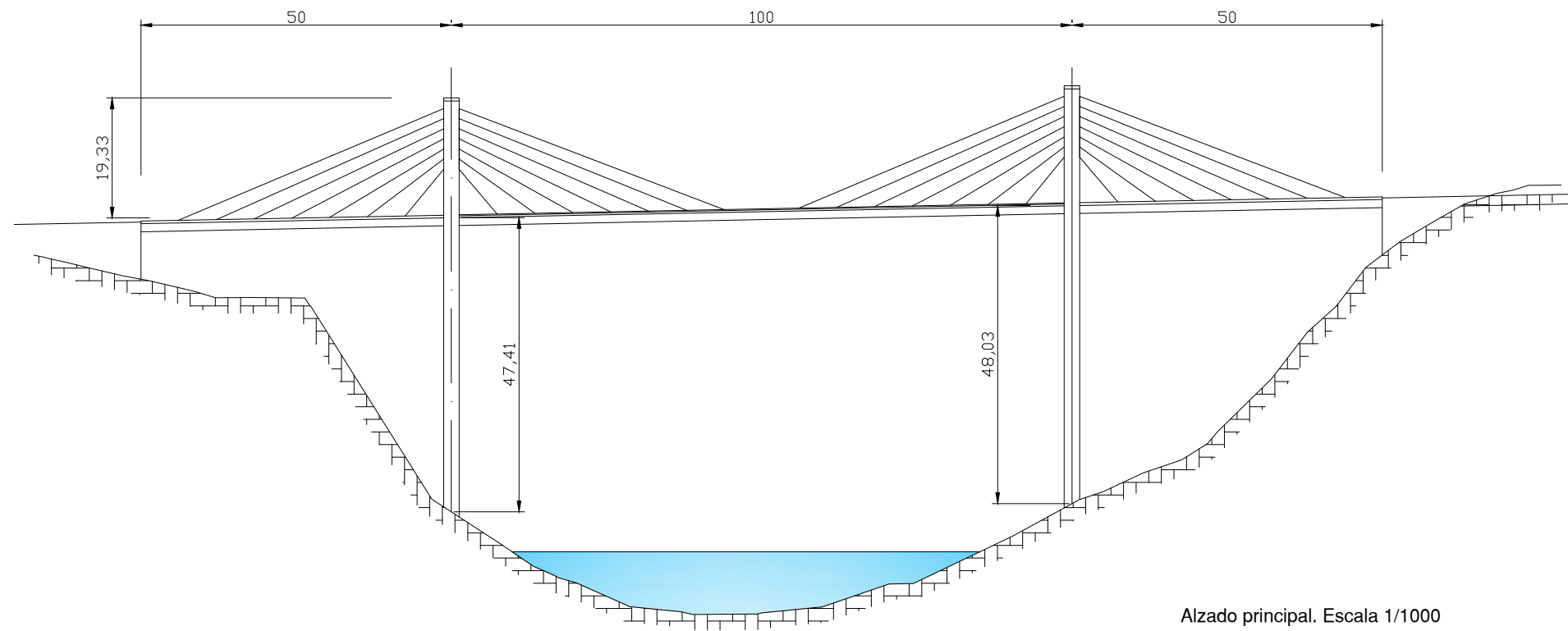
ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 CAJÓN EMPUJADO

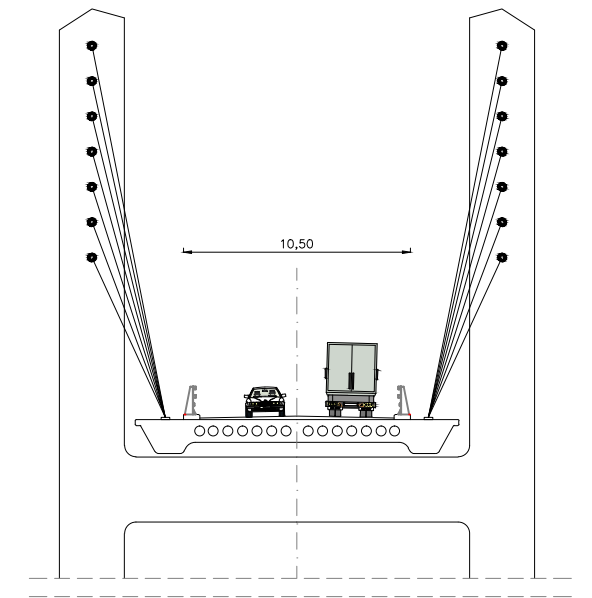
Nº DE PLANO  
 5.2.1.7

HOJA 2 DE 2

Puente atirantado. Solución 3 vanos. Pila centrada

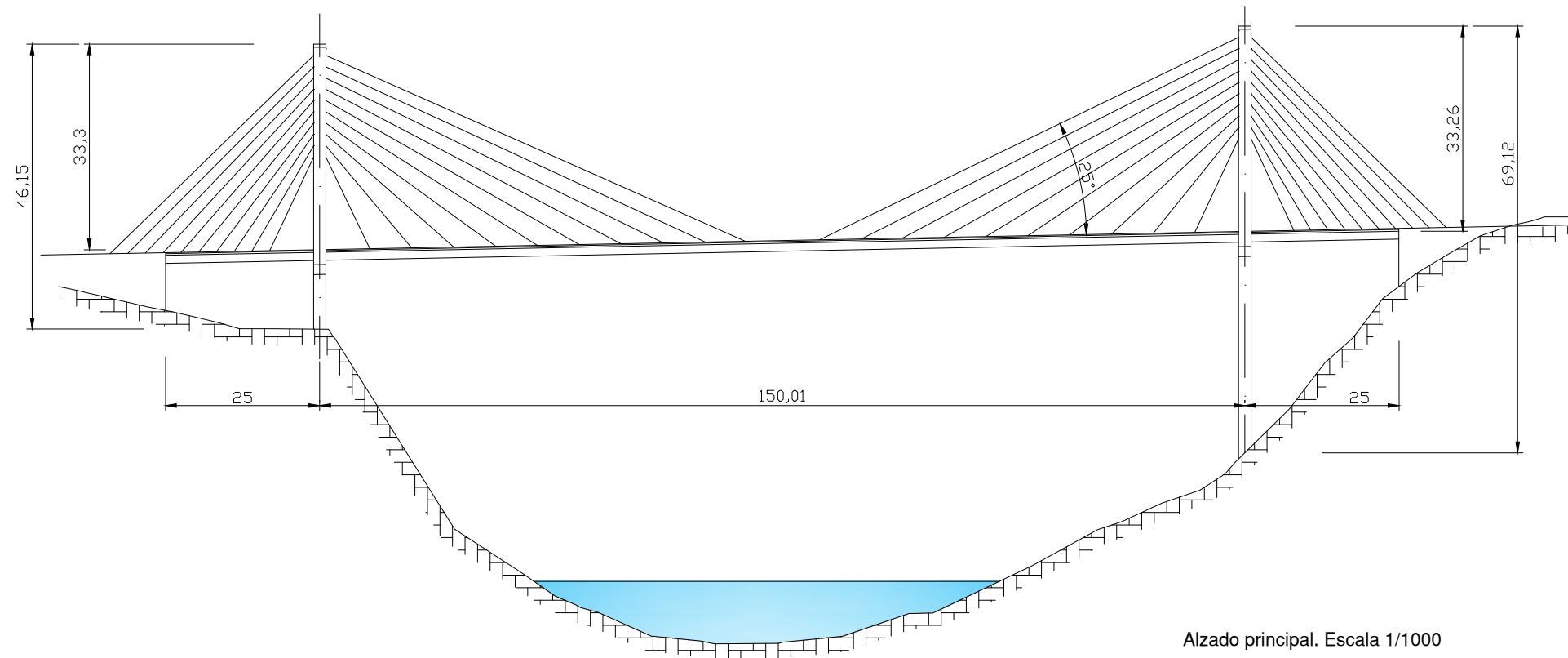


Alzado principal. Escala 1/1000

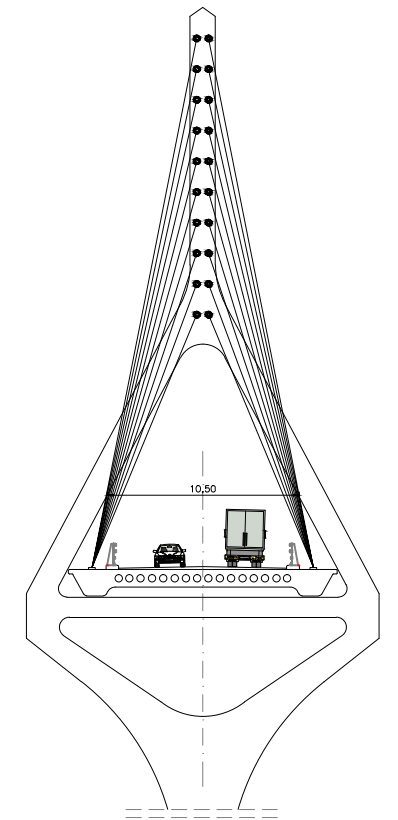


Sección tablero. Escala 1/350

Puente atirantado. Solución 3 vanos. Pila descentrada



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/450

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

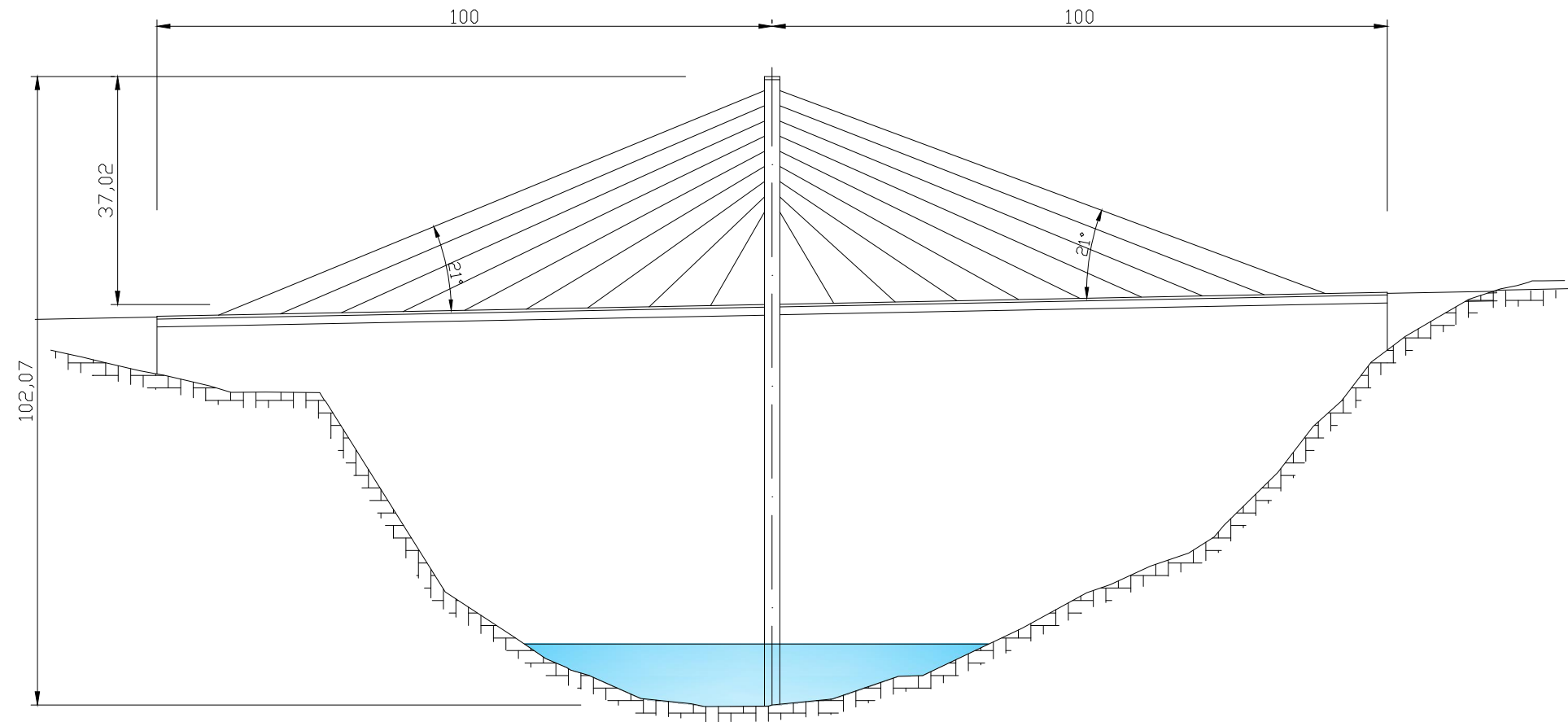
TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 VARIAS

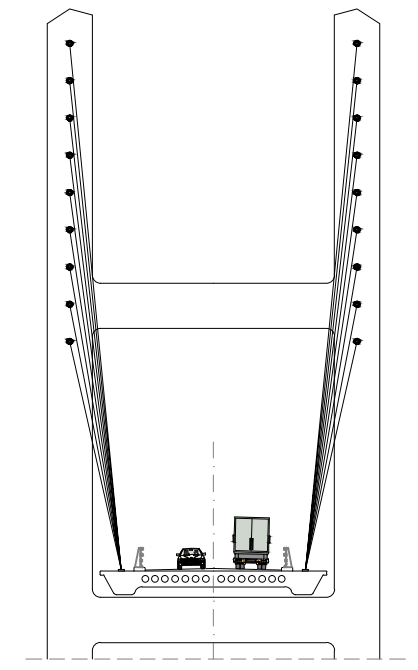
TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 ATIRANTADO

Nº DE PLANO  
 5.2.1.8  
 HOJA 1 DE 3

Puente atirantado. Solución 2 vanos. Pila centrada



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/500

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 VARIAS

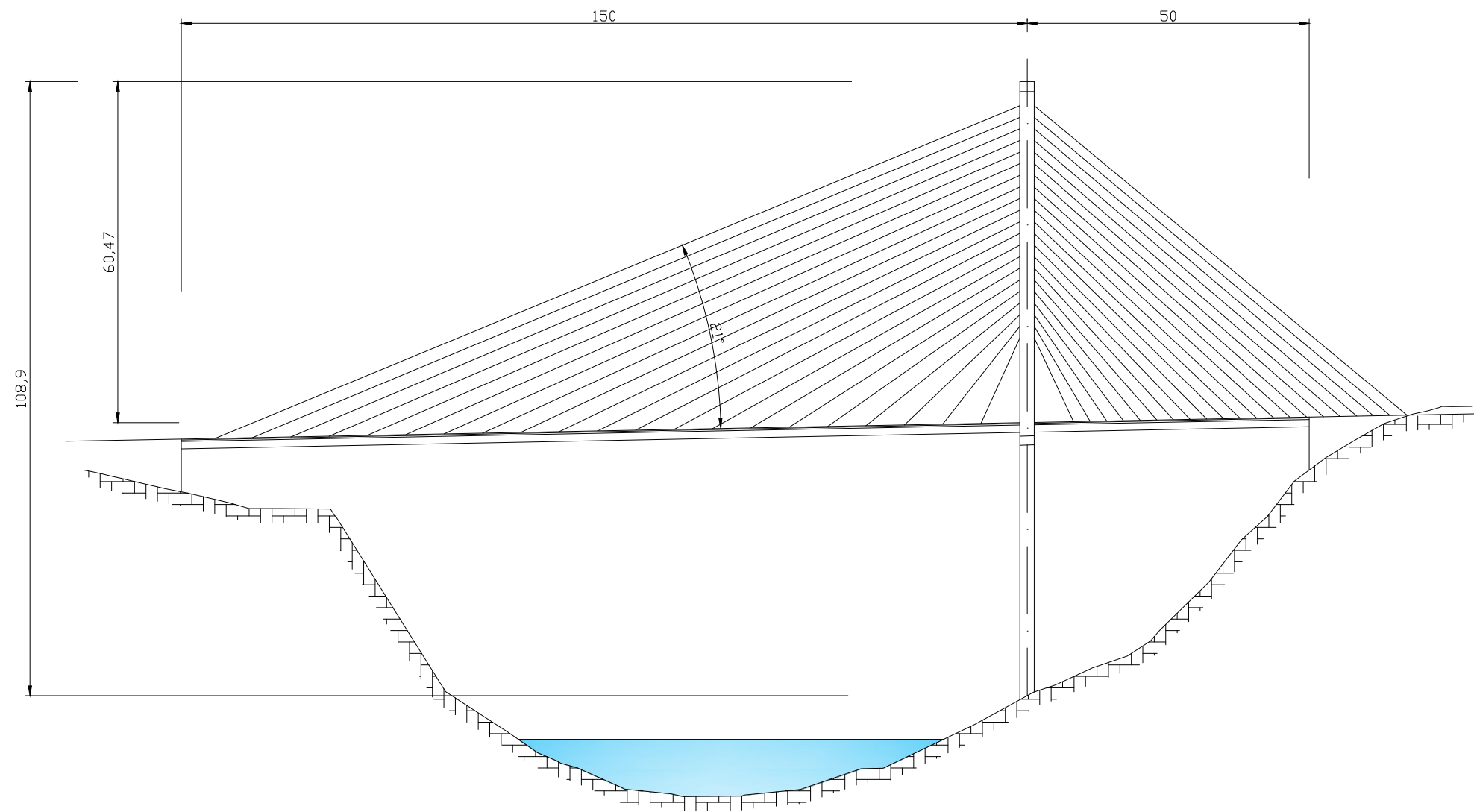
TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 ATIRANTADO

Nº DE PLANO  
 5.2.1.8

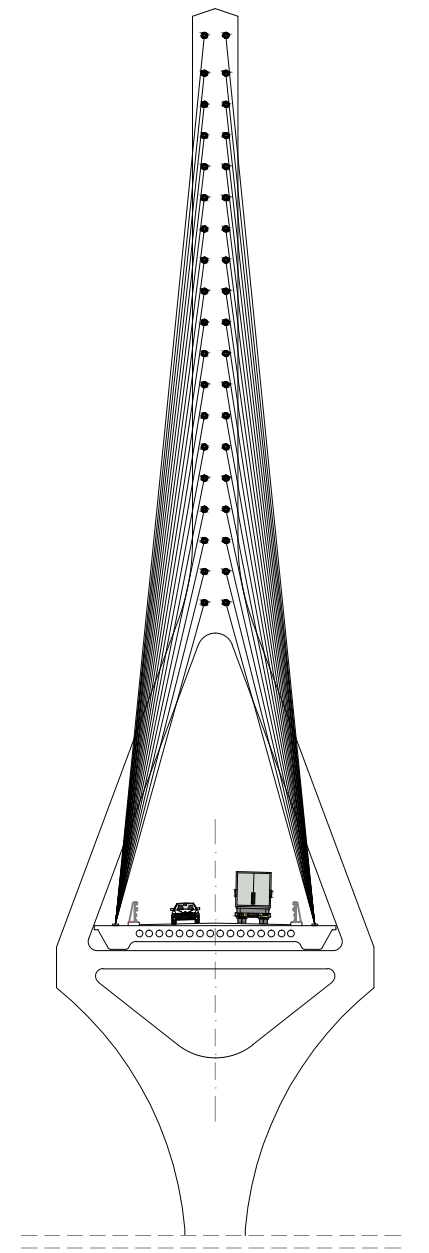
HOJA 2 DE 3



Puente atirantado. Solución 2 vanos. Pila centrada



Alzado principal. Escala 1/1000



Sección tablero. Escala 1/500

Cotas en metros



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 VARIAS

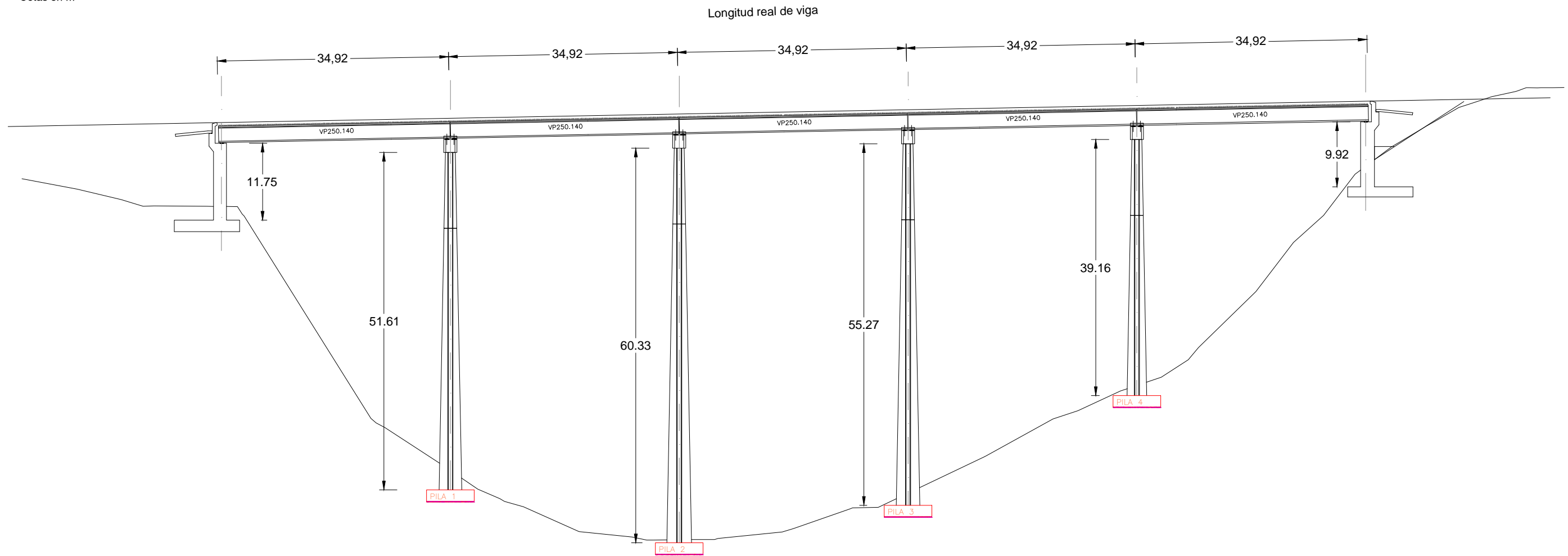
TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 1  
 ATIRANTADO

Nº DE PLANO  
 5.2.1.8

HOJA 3 DE 3

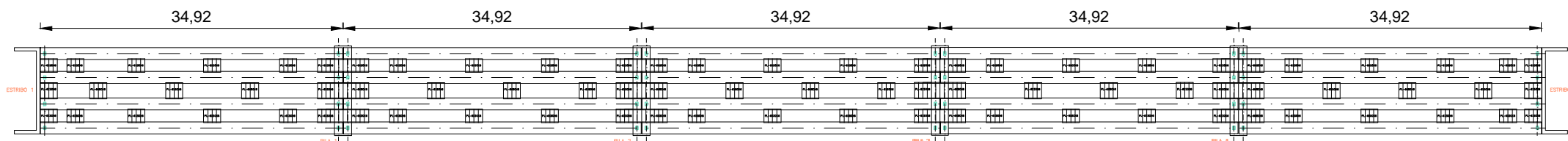
PREFABRICADOS - VIGA DOBLE T. SECCIÓN LONGITUDINAL

Escala 1:650  
Cotas en m



PREFABRICADOS - VIGA DOBLE T. PLANTA

Escala 1:650  
Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:650

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T  
SECCIÓN LONGITUDINAL Y PLANTA

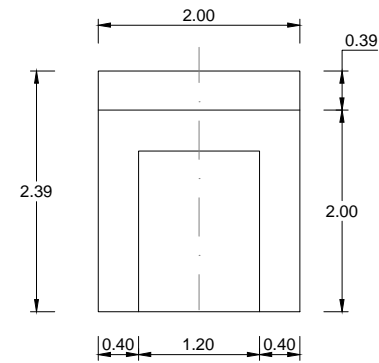
Nº DE PLANO  
5.2.2.1.1

HOJA 1 DE 1

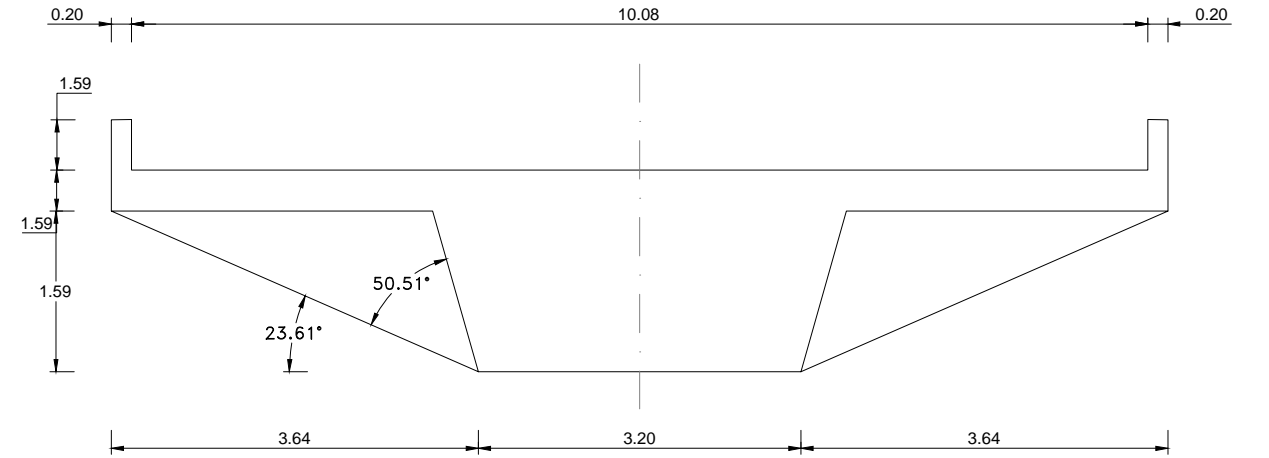
### FUSTE DE PILA

Escala 1:100

Cotas en m



Alzado lateral

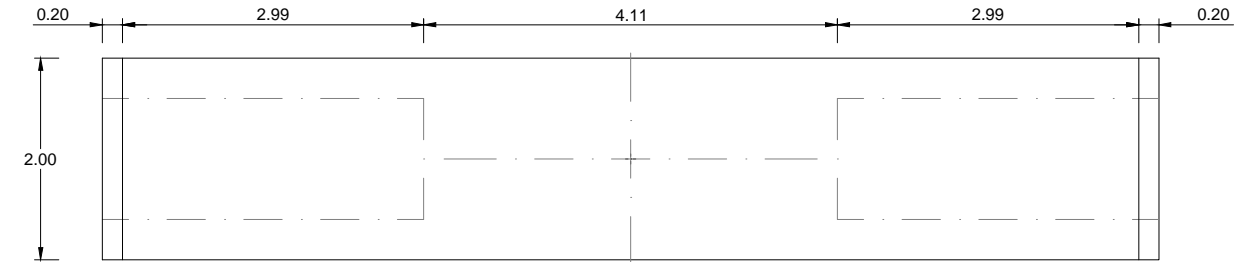
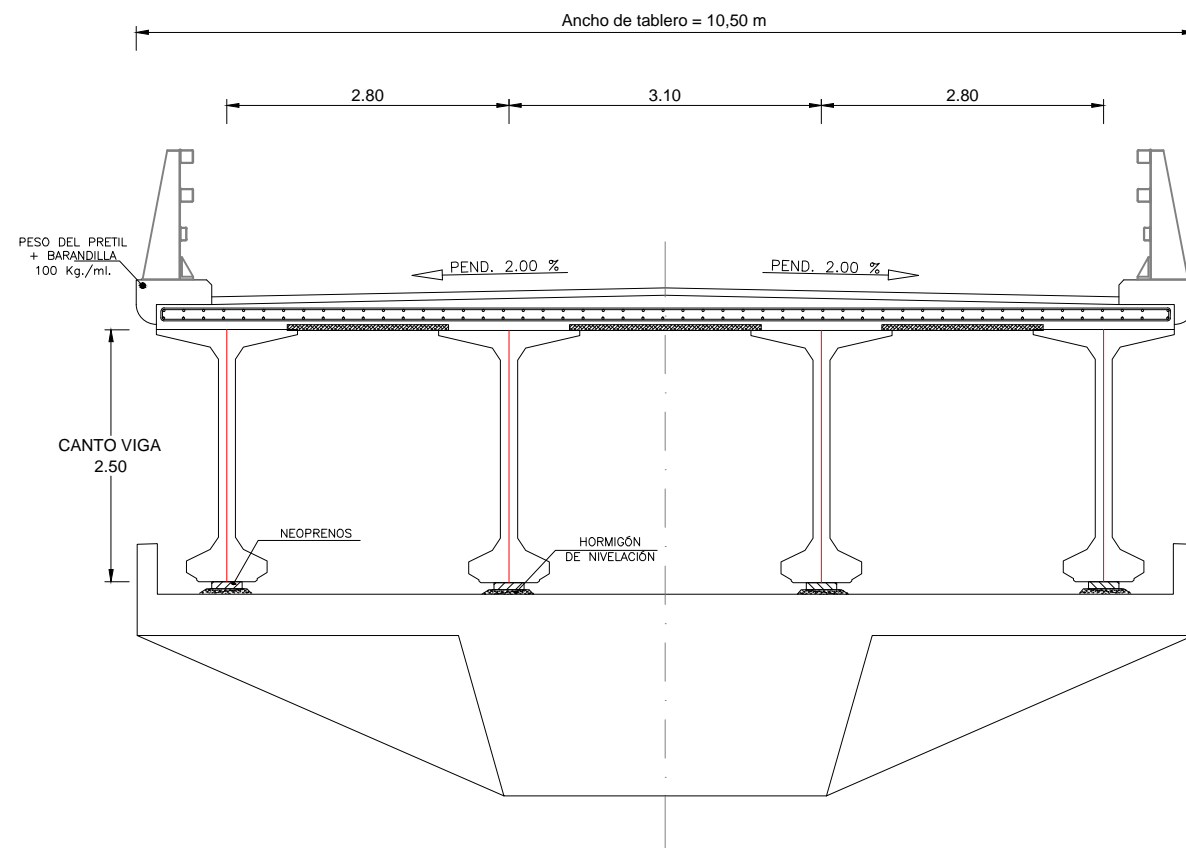


Alzado frontal

### SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO

Escala 1:100

Cotas en m



Planta



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T  
SECCIÓN EN TABLERO

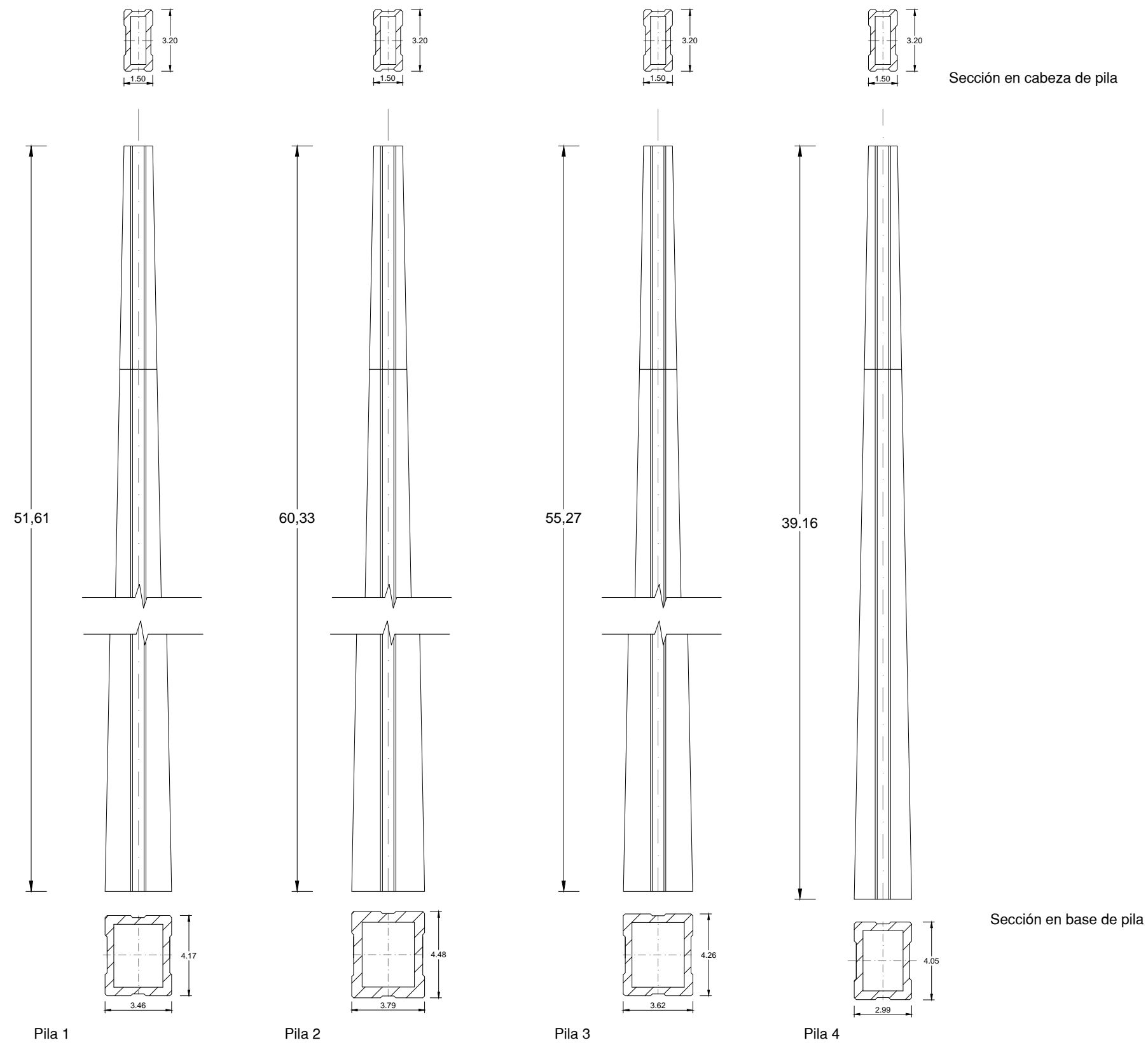
Nº DE PLANO  
5.2.2.1.2

HOJA 1 DE 1

PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T . PILAS

Escala 1:250

Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 1:250

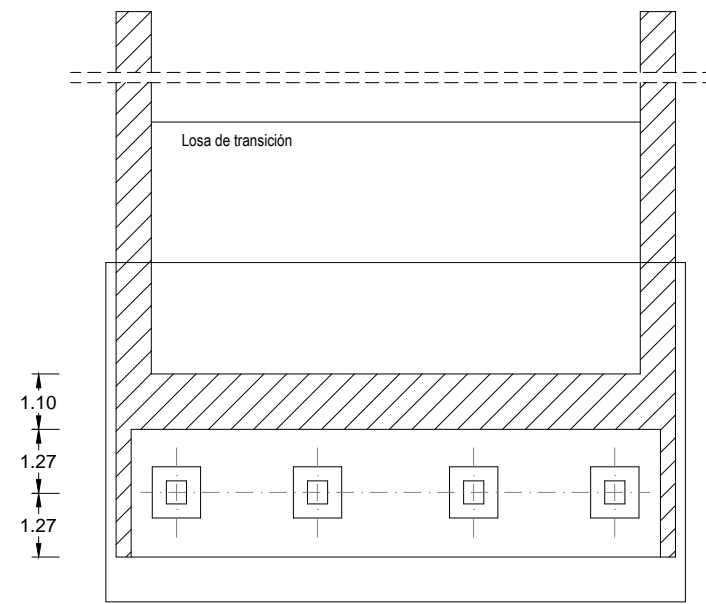
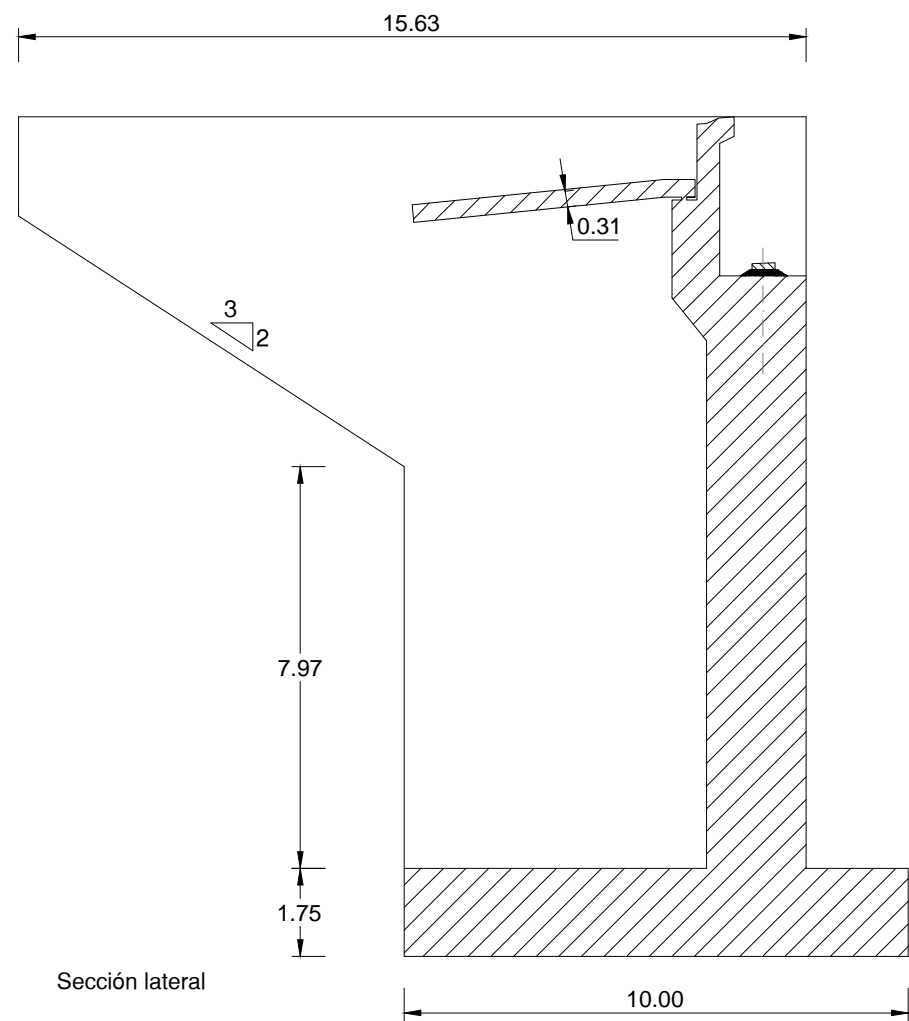
TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
 PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T  
 PILAS

Nº DE PLANO  
 5.2.2.1.3

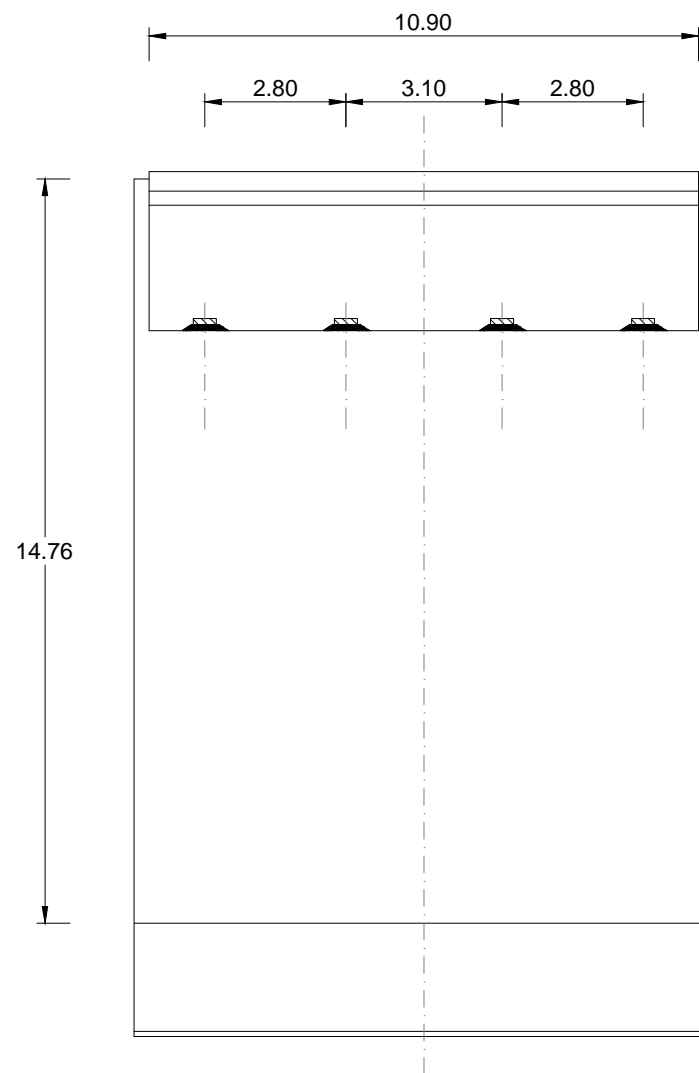
HOJA 1 DE 1

PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T. ESTRIBO 1

Escala 1:150  
Cotas en m



Sección en planta



Alzado frontal



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:150

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T  
ESTRIBOS

Nº DE PLANO  
5.2.2.1.4

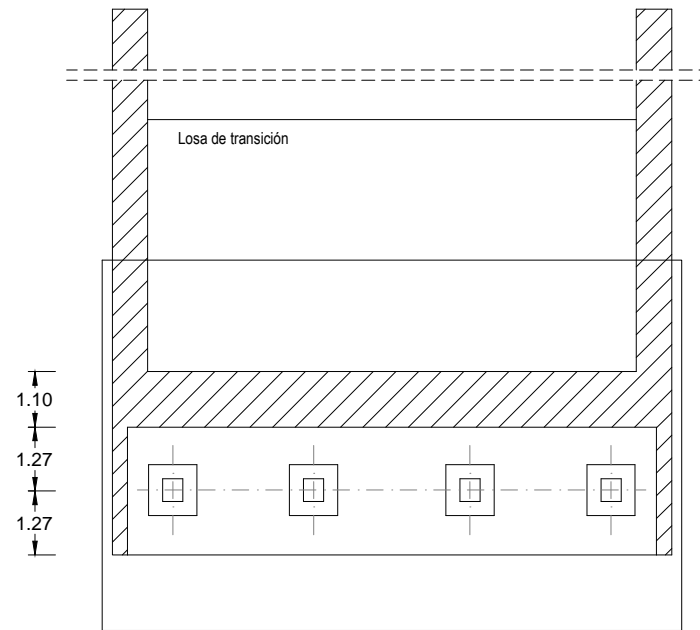
HOJA 1 DE 1

PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T. ESTRIBO 1

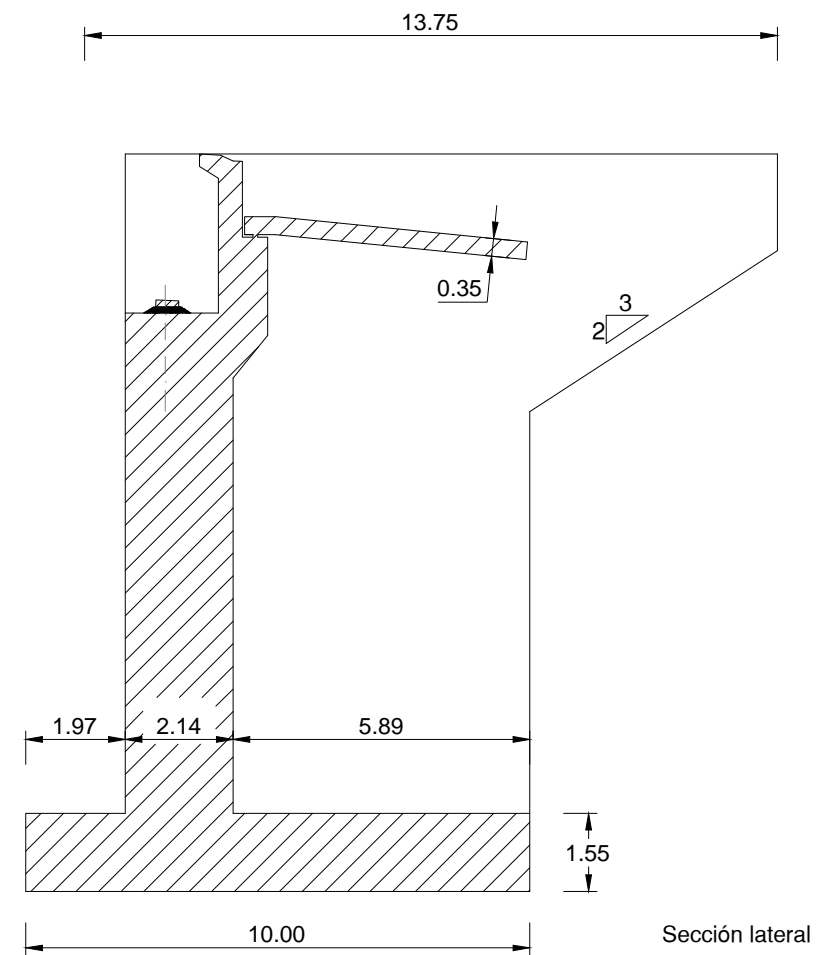
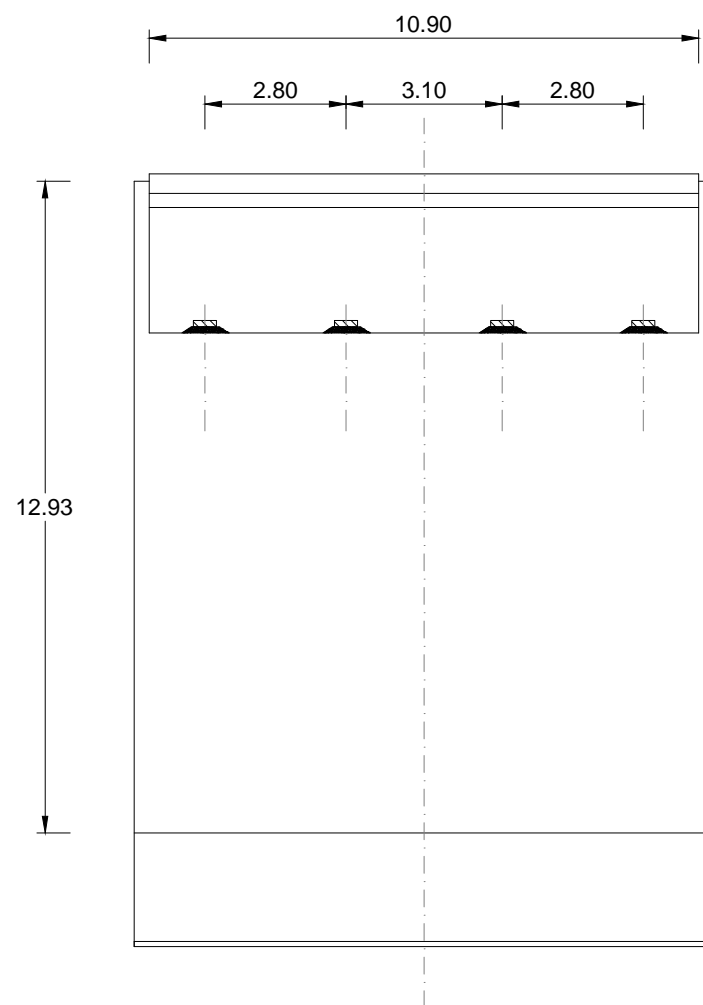
Escala 1:150

Cotas en m

Sección en planta



Alzado frontal

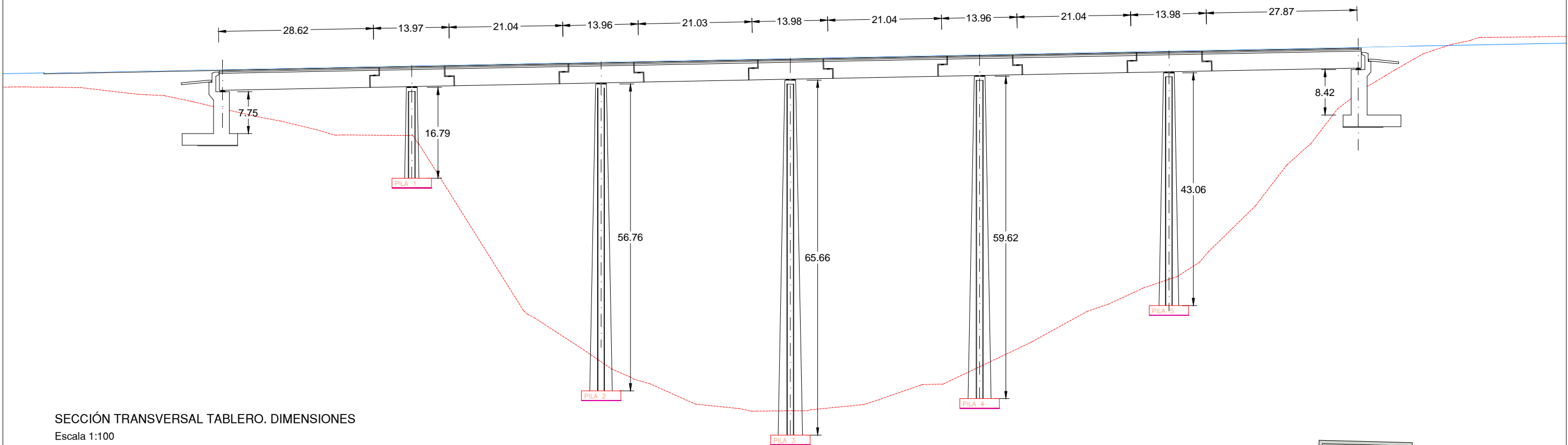


Sección lateral



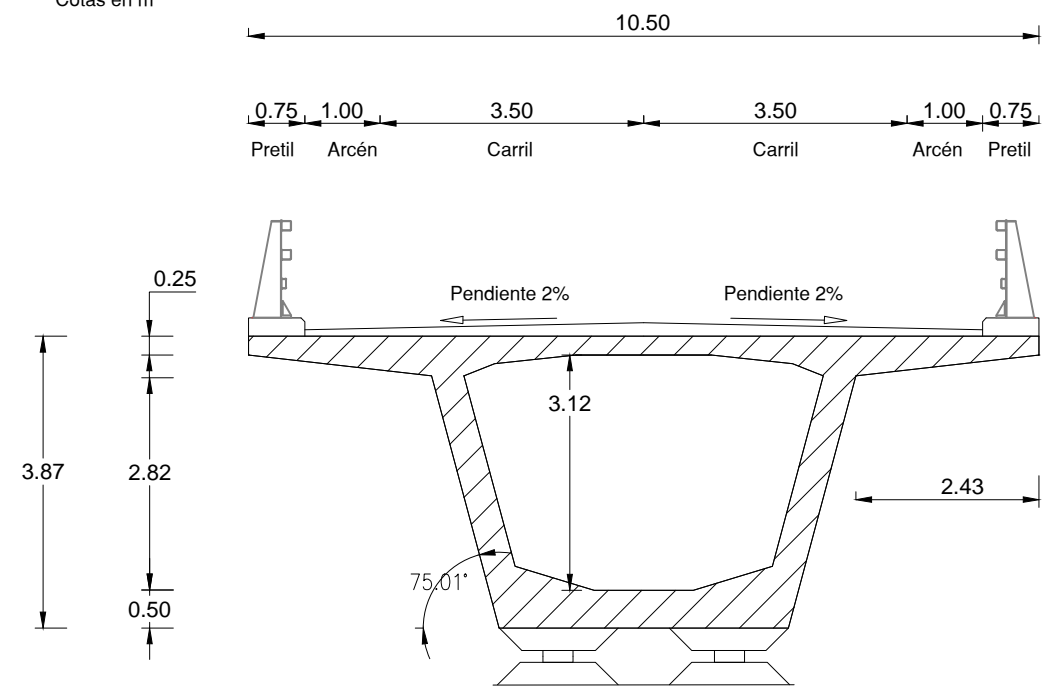
PREFABRICADOS - VIGA ARTESA. SECCIÓN LONGITUDINAL

Escala 1:750  
Cotas en m



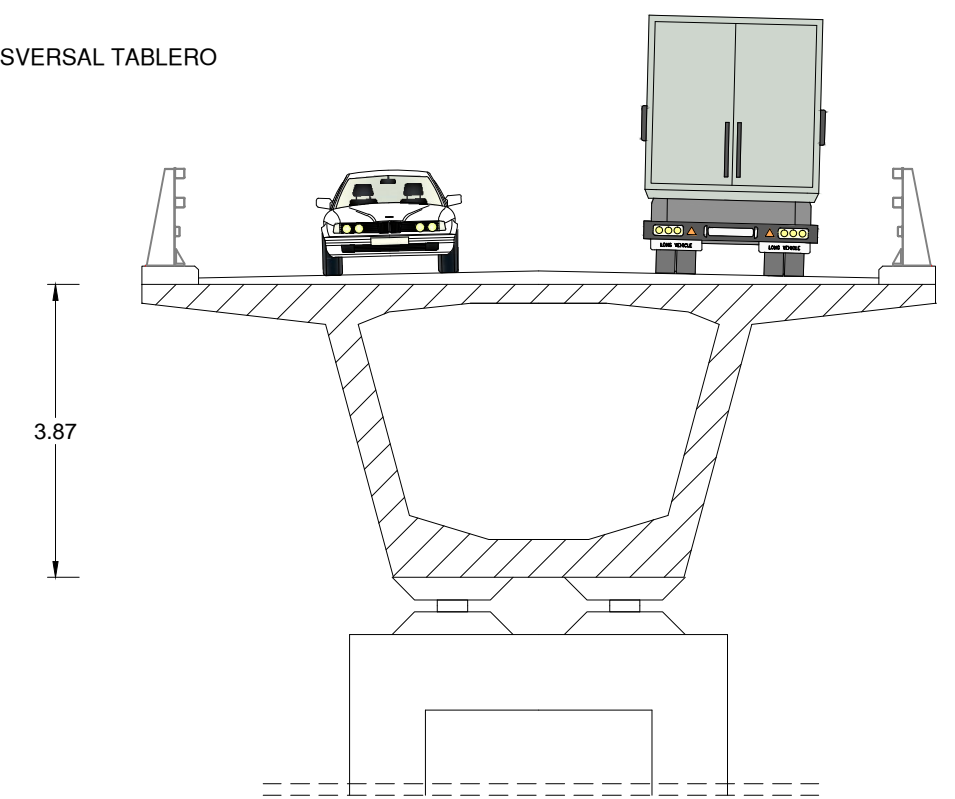
SECCIÓN TRANSVERSAL TABLERO. DIMENSIONES

Escala 1:100  
Cotas en m



SECCIÓN TRANSVERSAL TABLERO

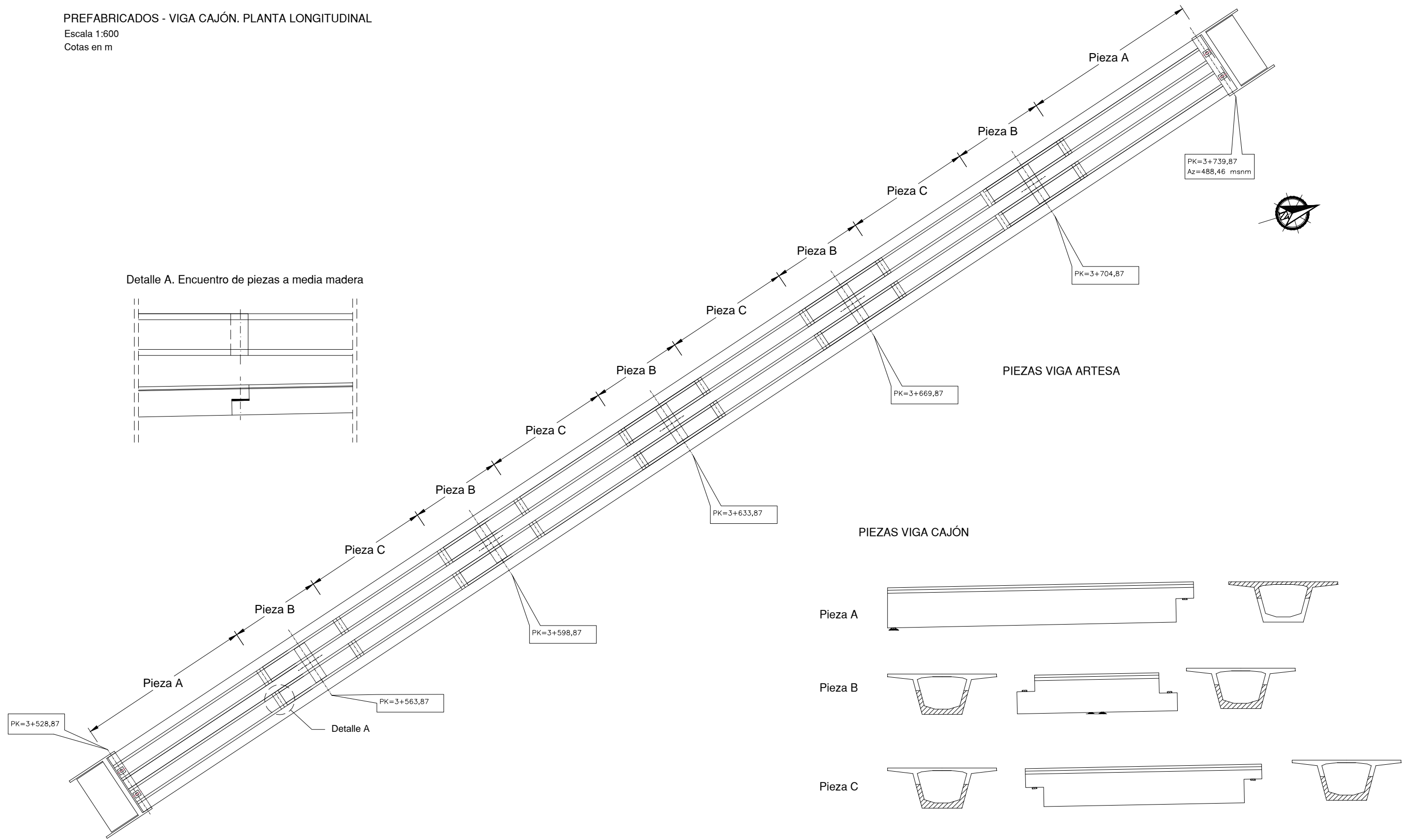
Escala 1:100  
Cotas en m



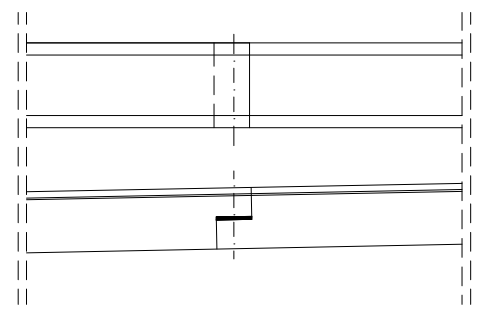
PREFABRICADOS - VIGA CAJÓN. PLANTA LONGITUDINAL

Escala 1:600

Cotas en m

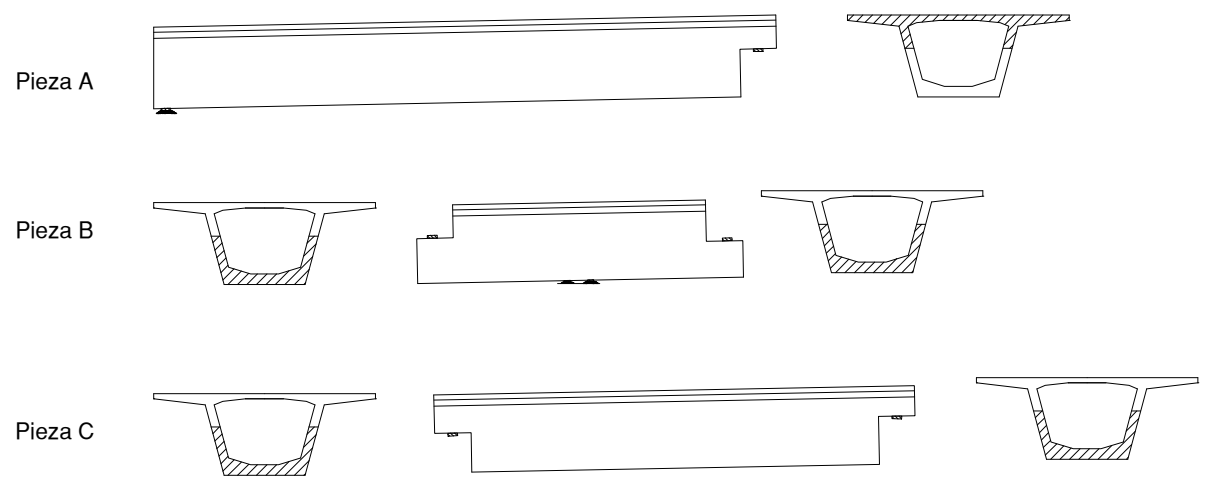


Detalle A. Encuentro de piezas a media madera



PIEZAS VIGA ARTESA

PIEZAS VIGA CAJÓN

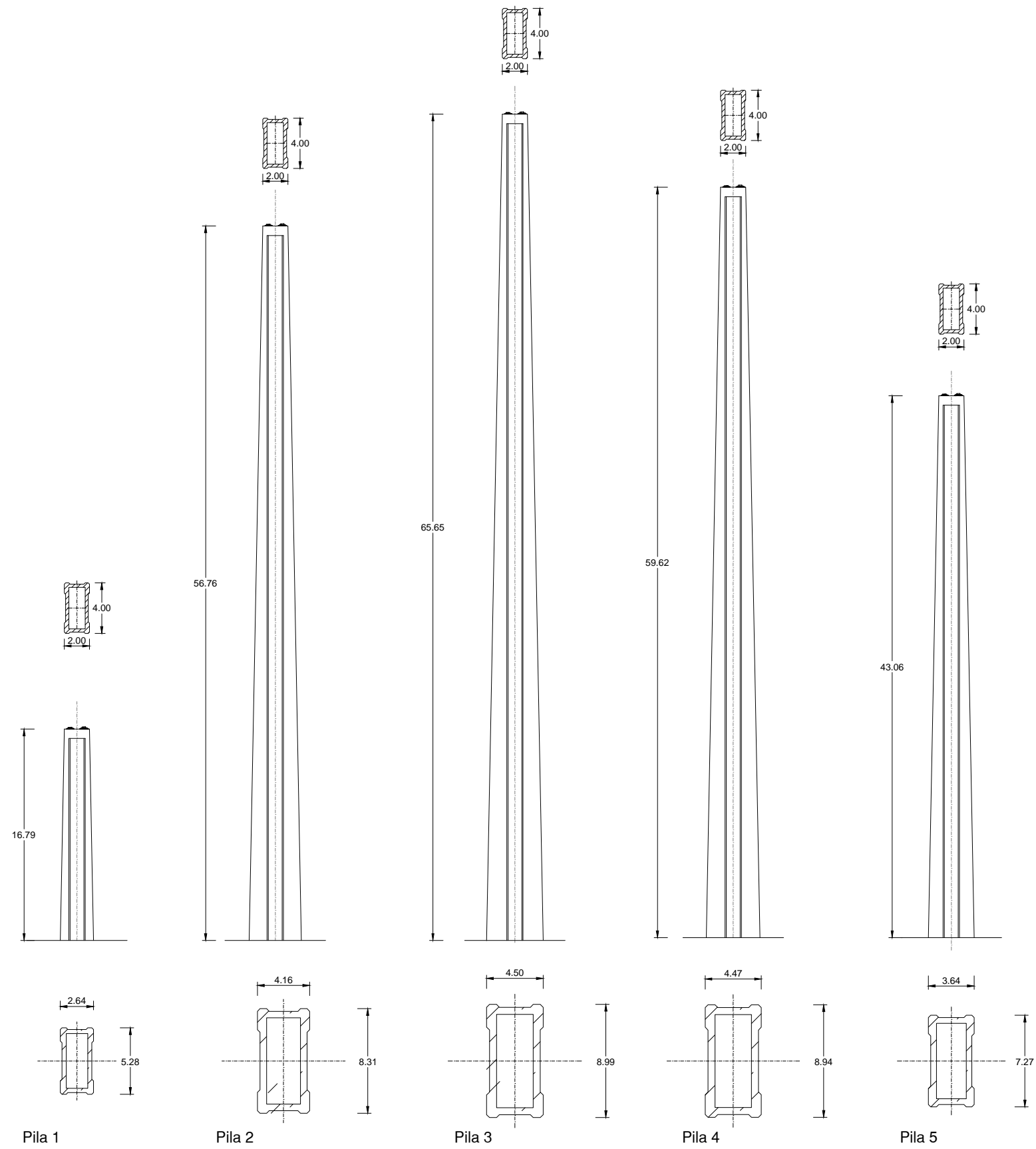




PREFABRICADOS - VIGA ARTESA . PILAS

Escala 1:400

Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
 PREFABRICADOS - VIGA ARTESA  
 PILAS

Nº DE PLANO  
 5.2.2.2.3

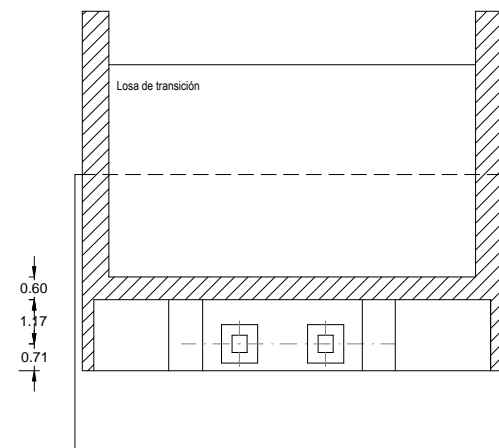
HOJA 1 DE 1

PREFABRICADOS - VIGA CAJÓN. ESTRIBOS

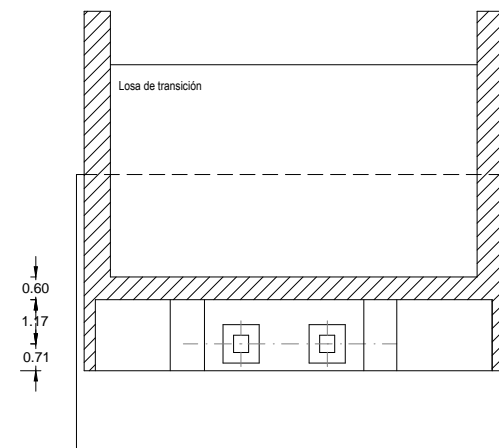
Escala 1:200

Cotas en m

ESTRIBO 1

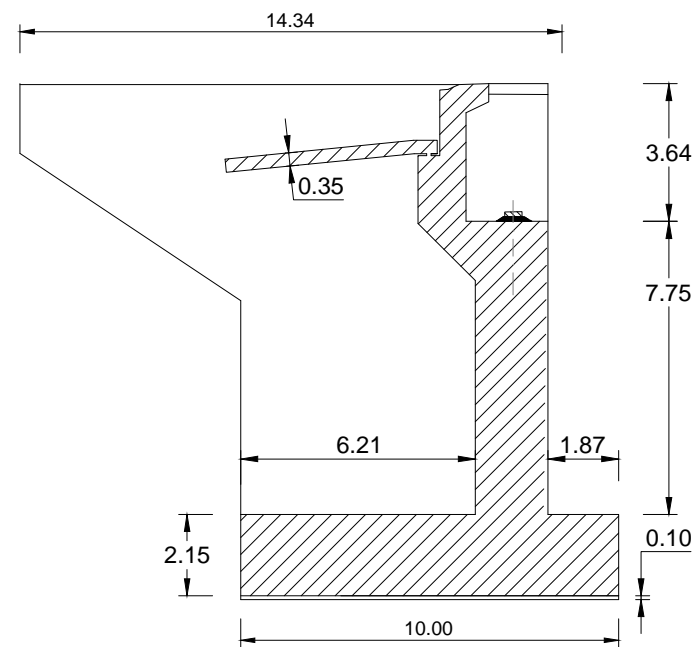


Sección en planta

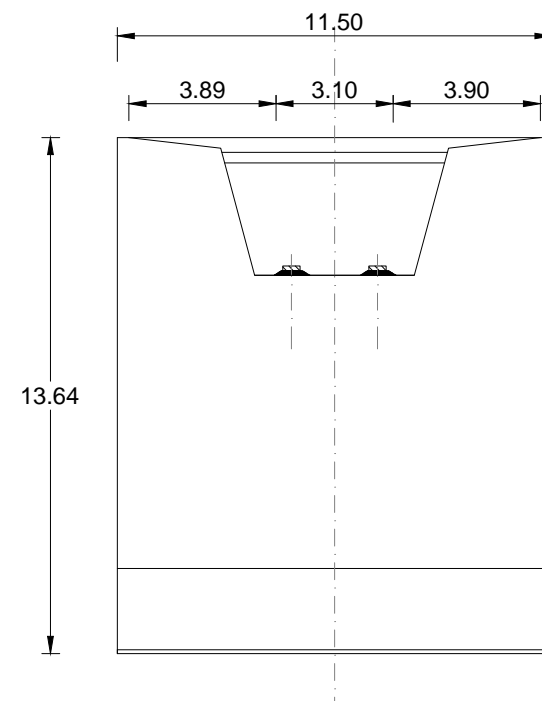


Sección en planta

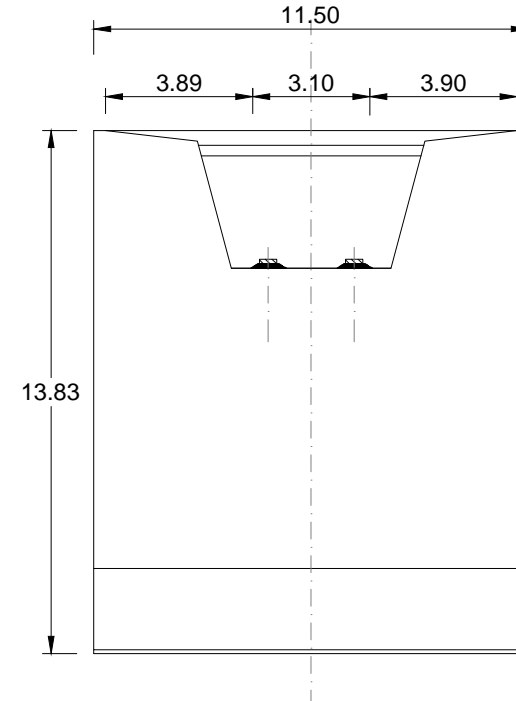
ESTRIBO 2



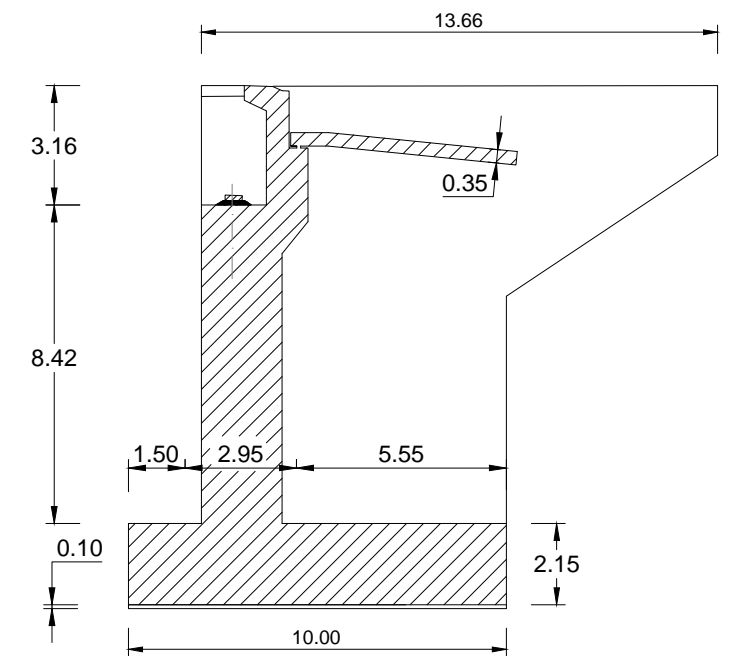
Sección lateral



Alzado frontal



Alzado frontal

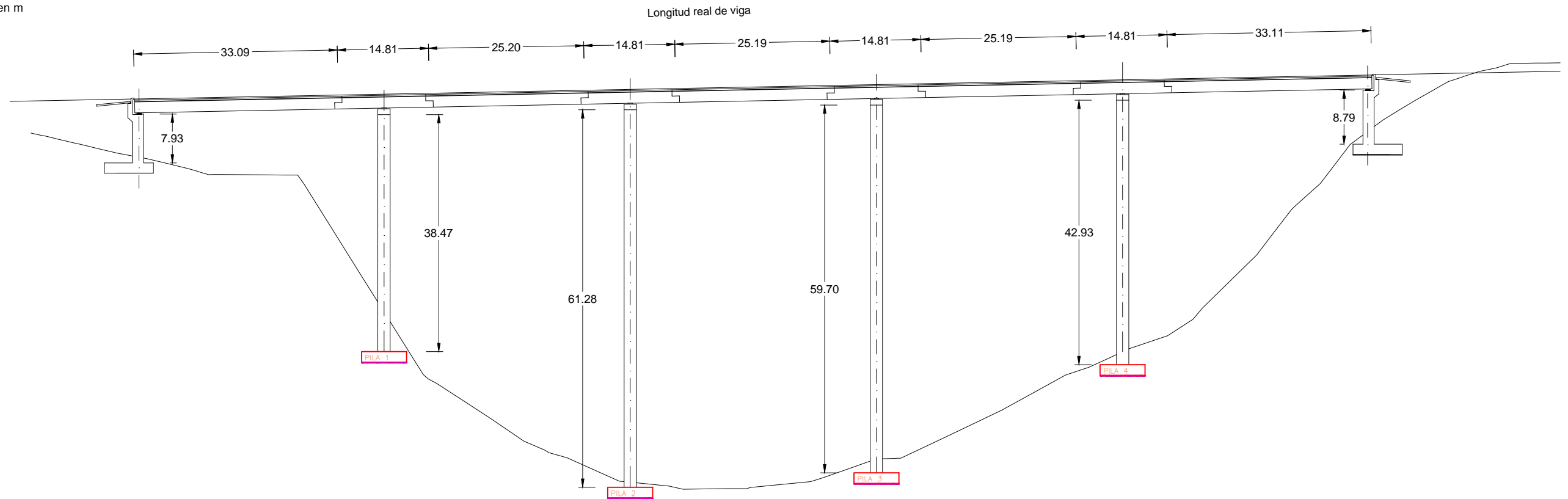


Sección lateral



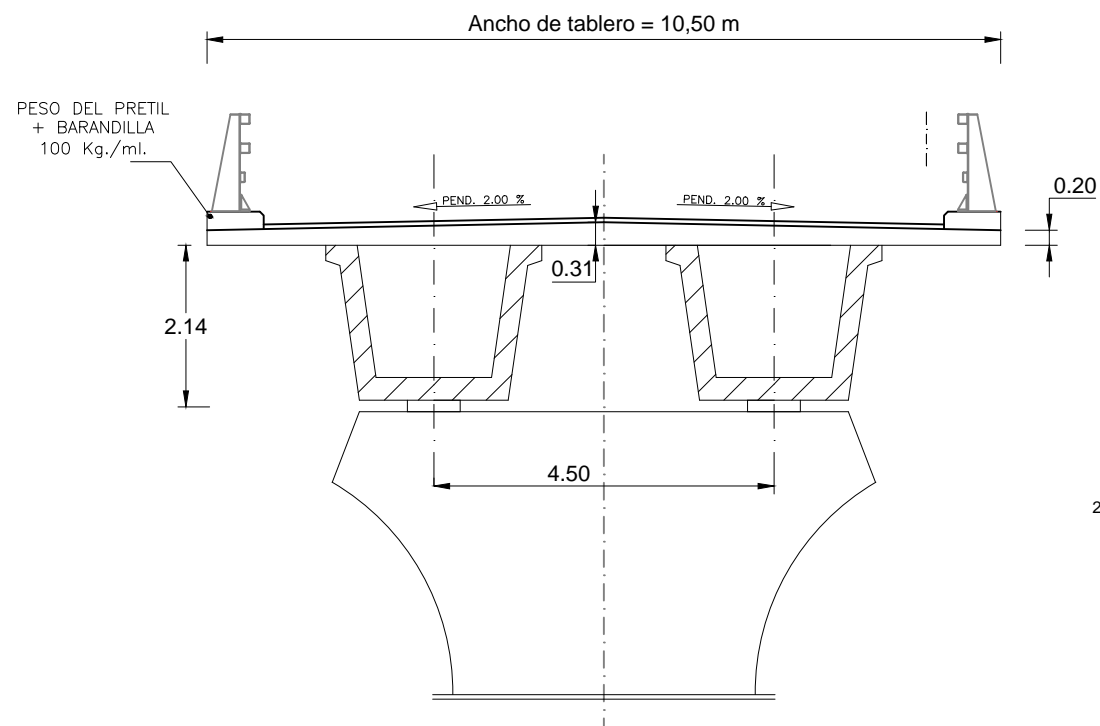
**PREFABRICADOS - VIGA ARTESA. SECCIÓN LONGITUDINAL**

Escala 1:750  
Cotas en m



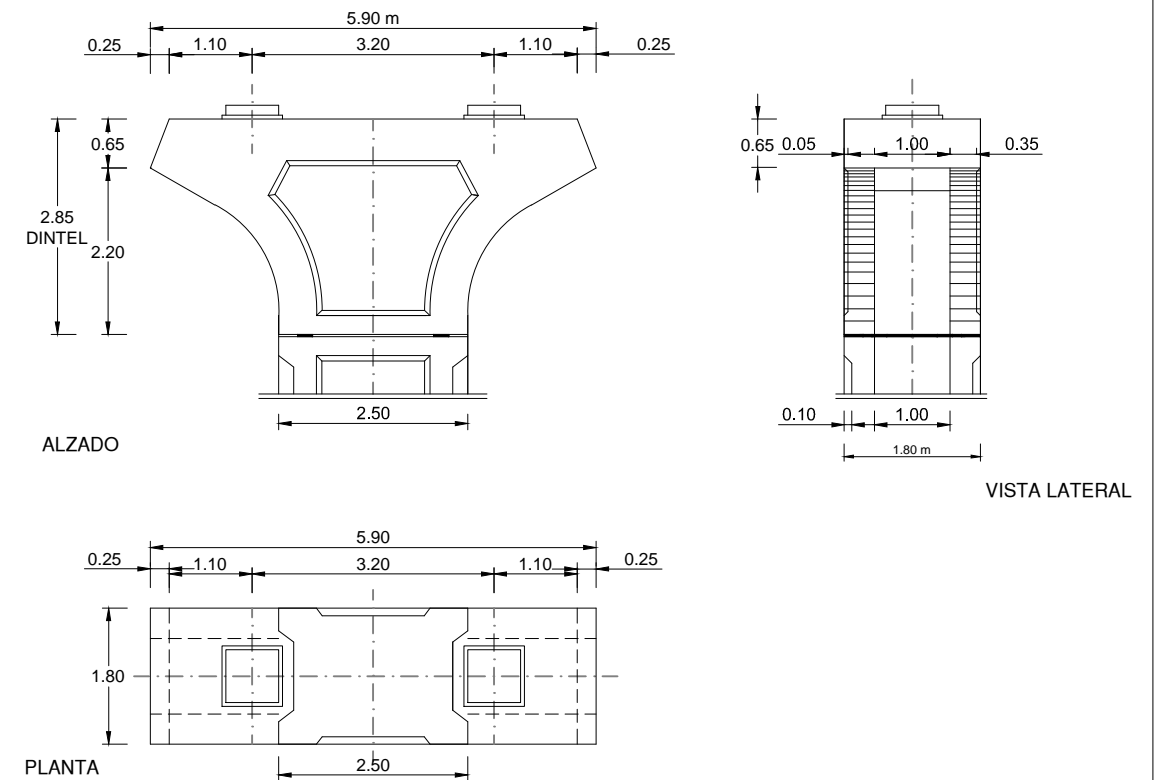
**SECCIÓN TRANSVERSAL TABLERO**

Escala 1:100  
Cotas en m

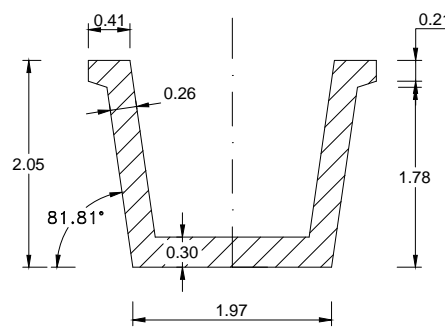


**CAPITEL PILA**

Escala 1:100  
Cotas en m



**Detalle viga artesa. Escala 1/75**



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

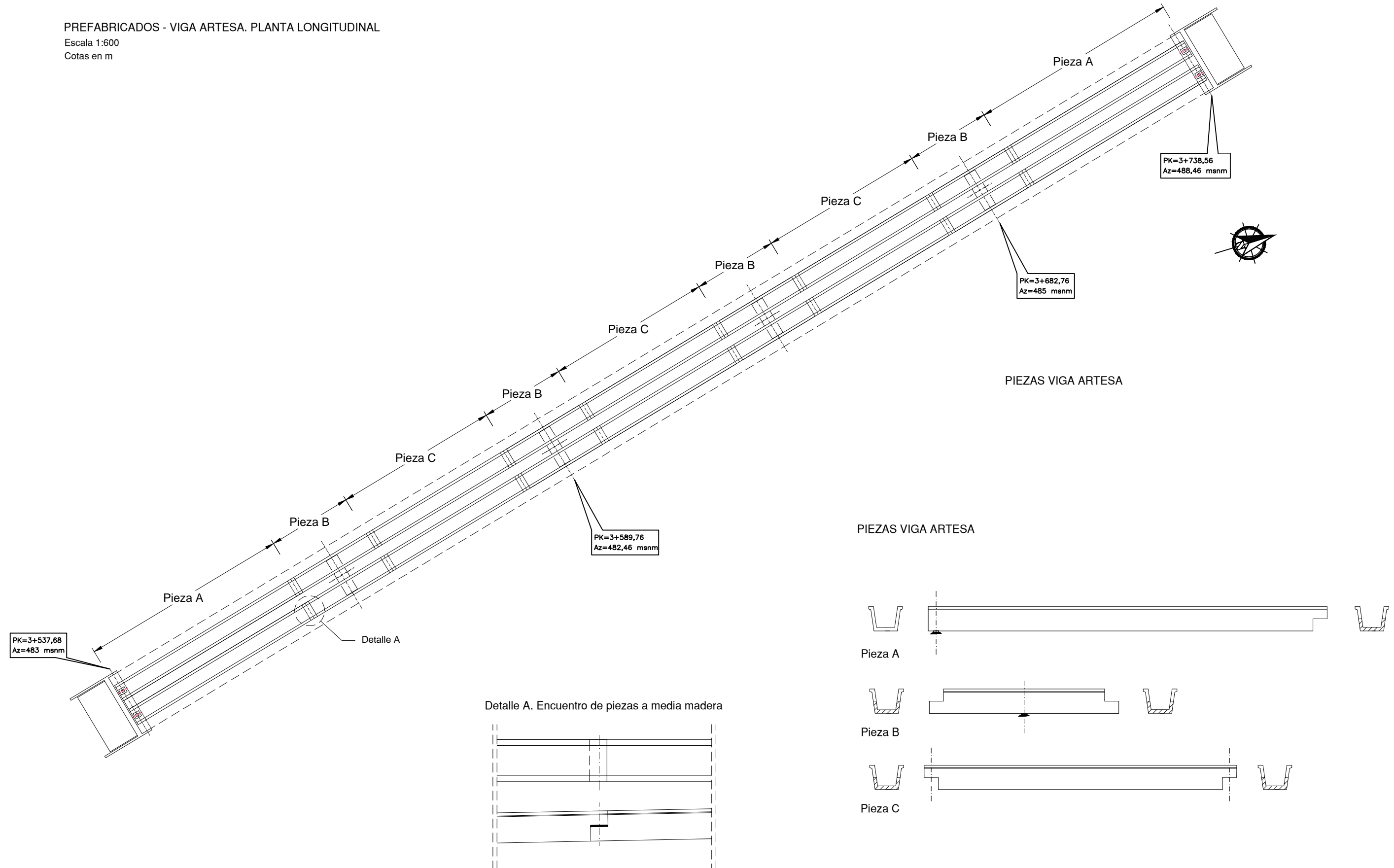
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PREFABRICADOS - VIGA ARTESA  
SECCIÓN LONGITUDINAL Y TABLERO

Nº DE PLANO  
5.2.2.3.1

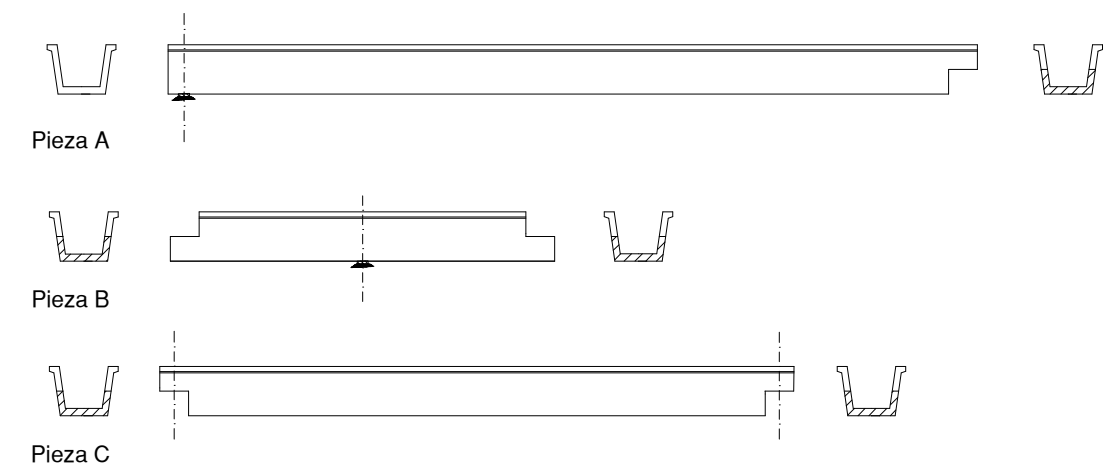
HOJA 1 DE 1

PREFABRICADOS - VIGA ARTESA. PLANTA LONGITUDINAL

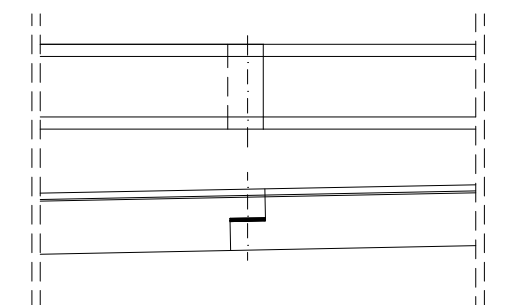
Escala 1:600  
Cotas en m



PIEZAS VIGA ARTESA

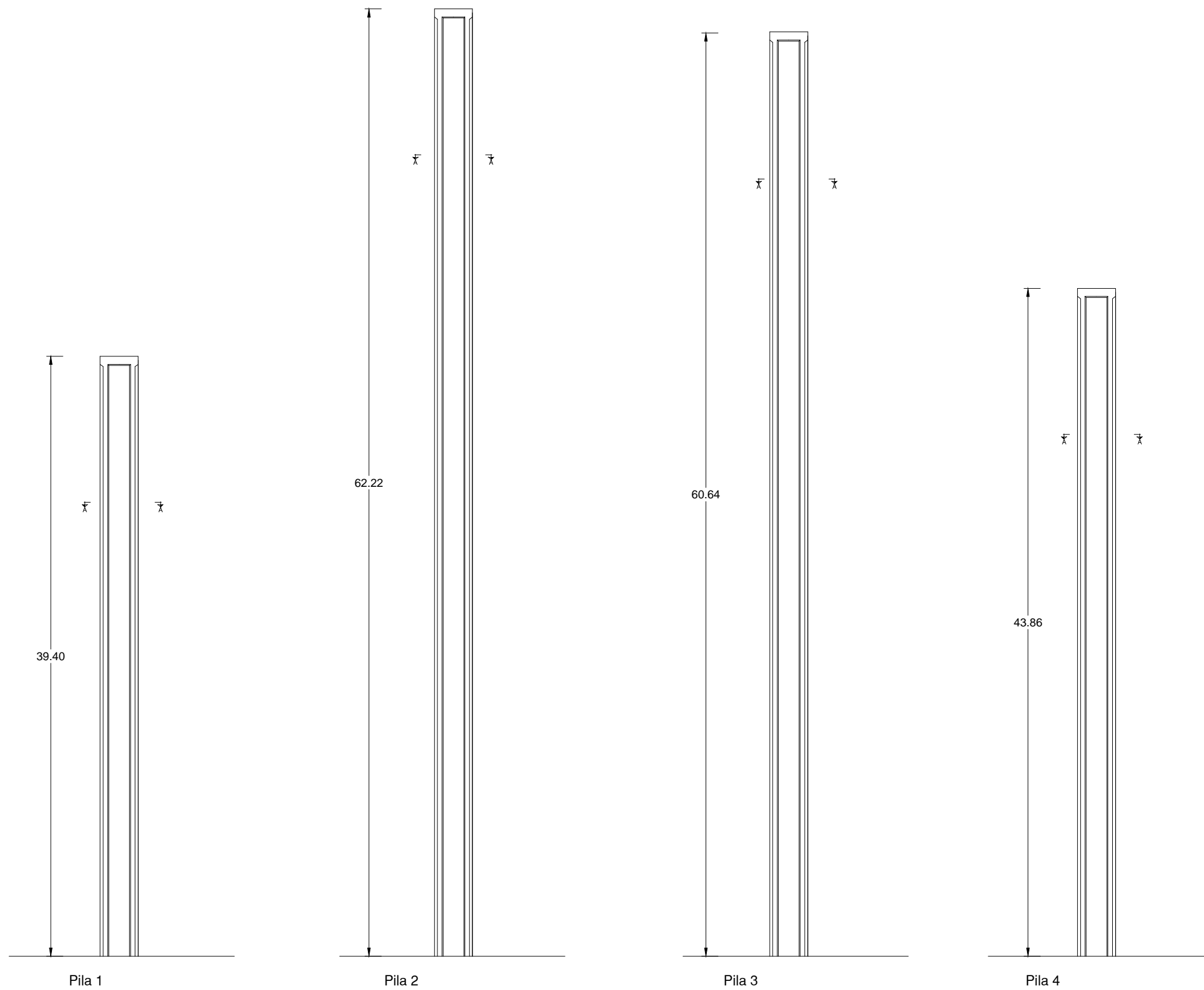


Detalle A. Encuentro de piezas a media madera

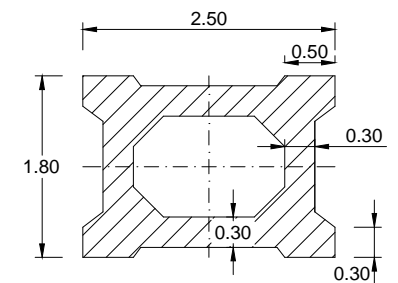


PREFABRICADOS - VIGA EN DOBLE T . PILAS

Escala 1:250  
Cotas en m



Sección de pila tipo (constante)  
Escala 1:75 Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PREFABRICADOS - VIGA ARTESA  
PILAS

Nº DE PLANO  
5.2.2.3.3

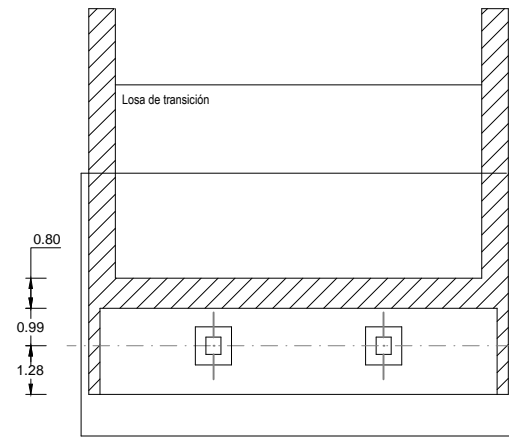
HOJA 1 DE 1

PREFABRICADOS - VIGA ARTESA. ESTRIBOS

Escala 1:200

Cotas en m

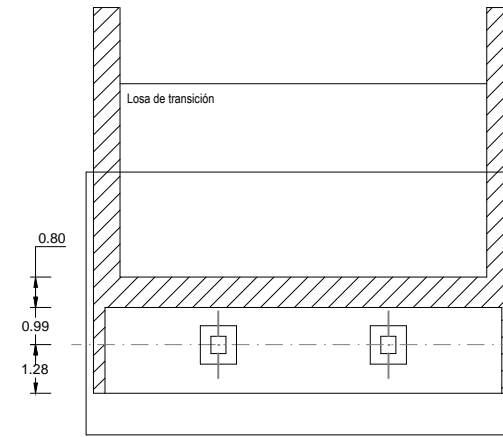
ESTRIBO 1



Sección en planta

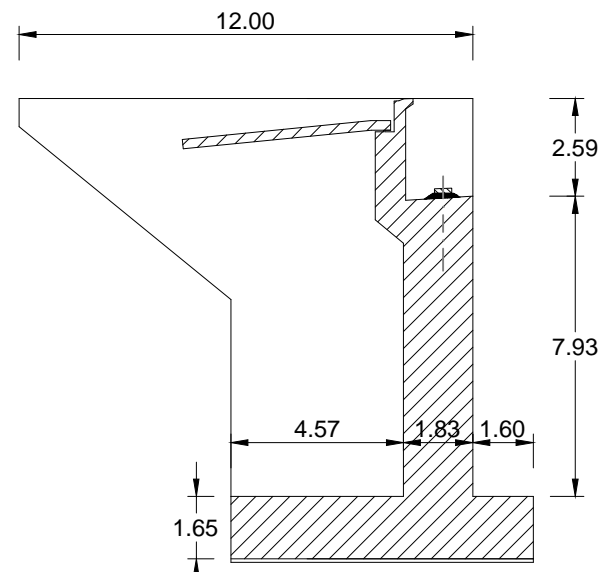
PK=3+538,32  
Az=483 msnm

ESTRIBO 2

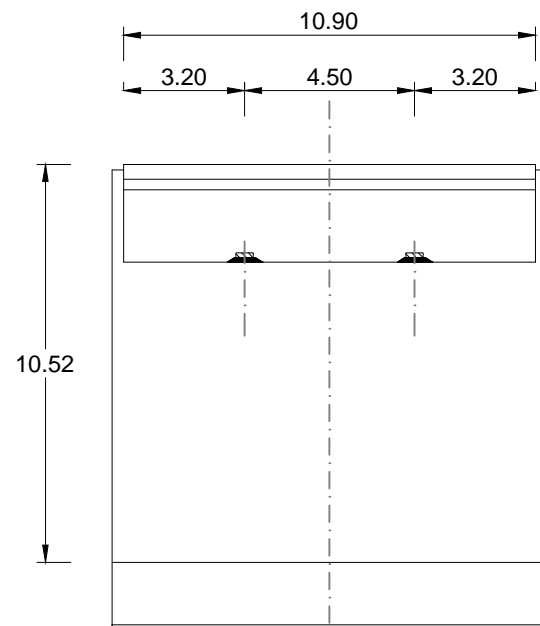


Sección en planta

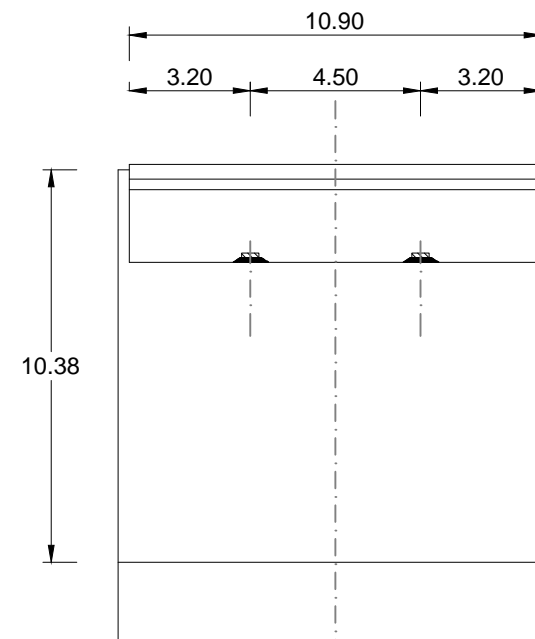
PK=3+737,93  
Az=48,88 msnm



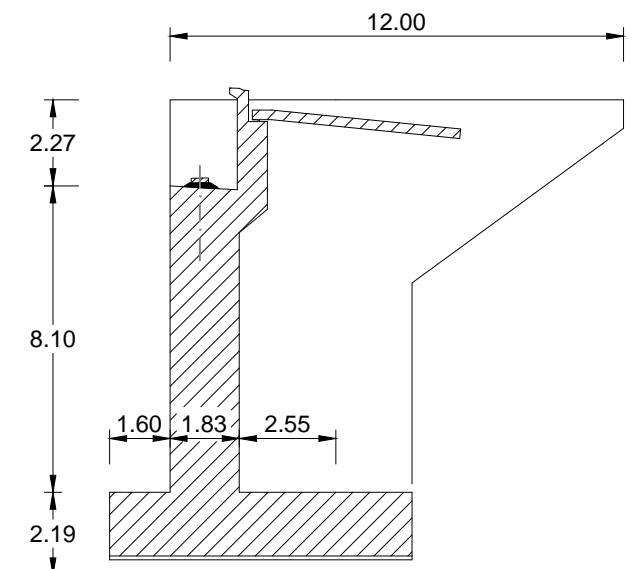
Sección lateral



Alzado frontal



Alzado frontal

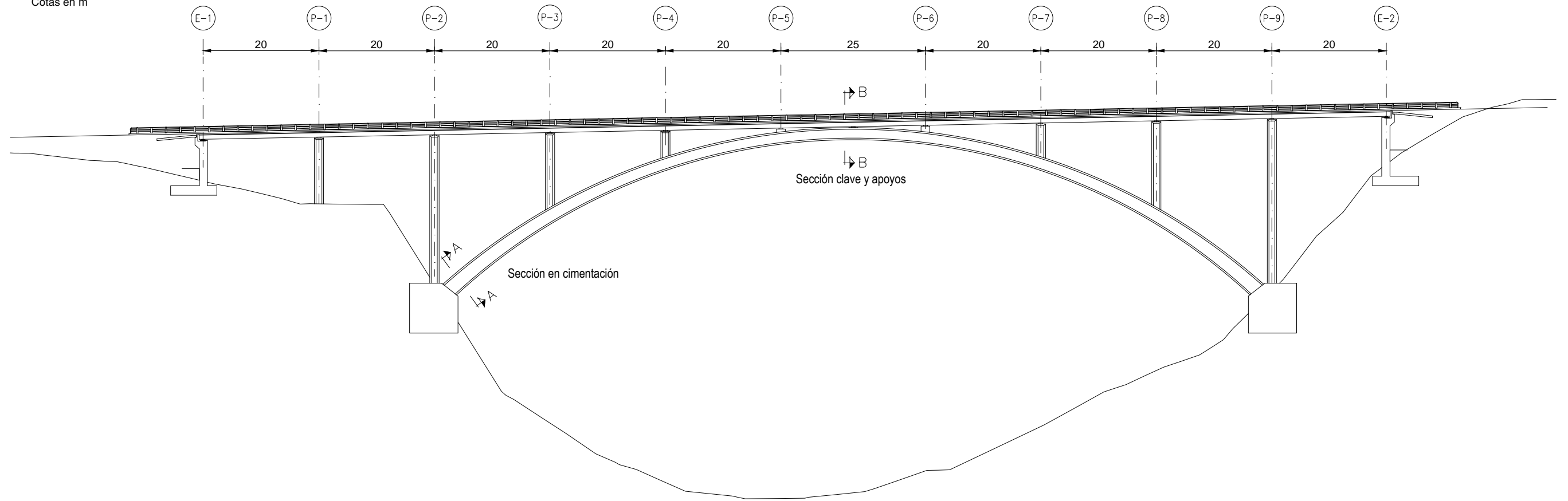


Sección lateral



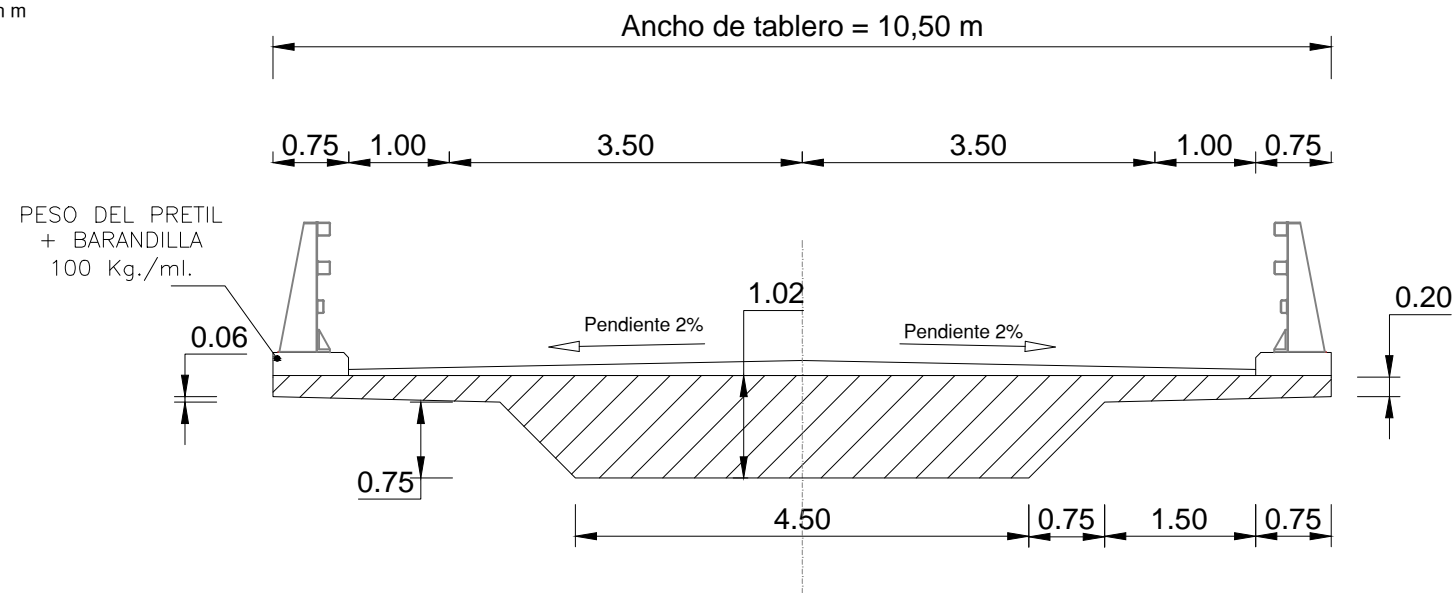
**PUENTE EN ARCO. SECCIÓN LONGITUDINAL**

Escala 1:750  
Cotas en m



**SECCIÓN TRANSVERSAL TABLERO**

Escala 1:75  
Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PUENTE ARCO  
SECCIÓN LONGITUDINAL Y TABLERO

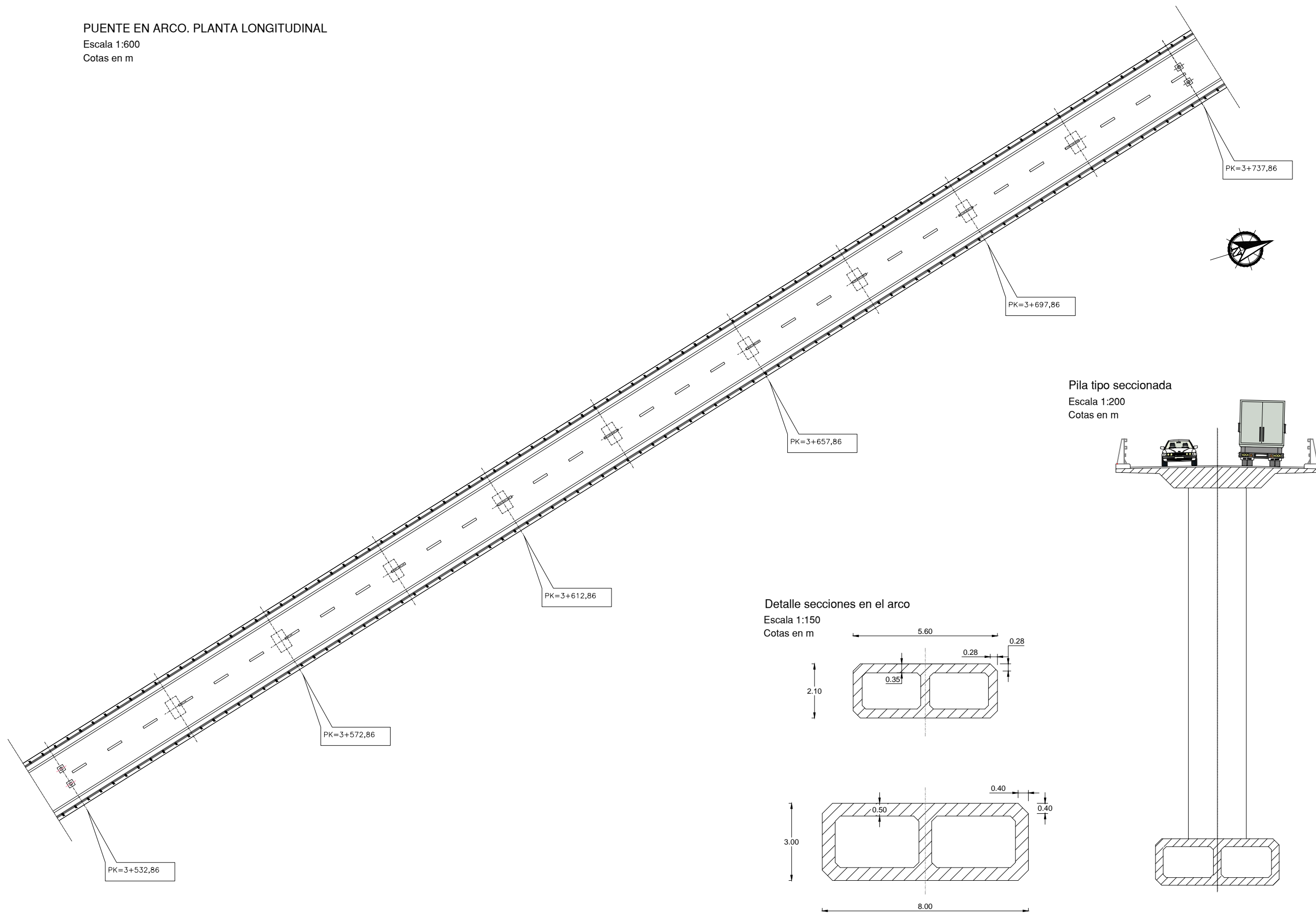
Nº DE PLANO  
5.2.2.4.1

HOJA 1 DE 1

PUENTE EN ARCO. PLANTA LONGITUDINAL

Escala 1:600

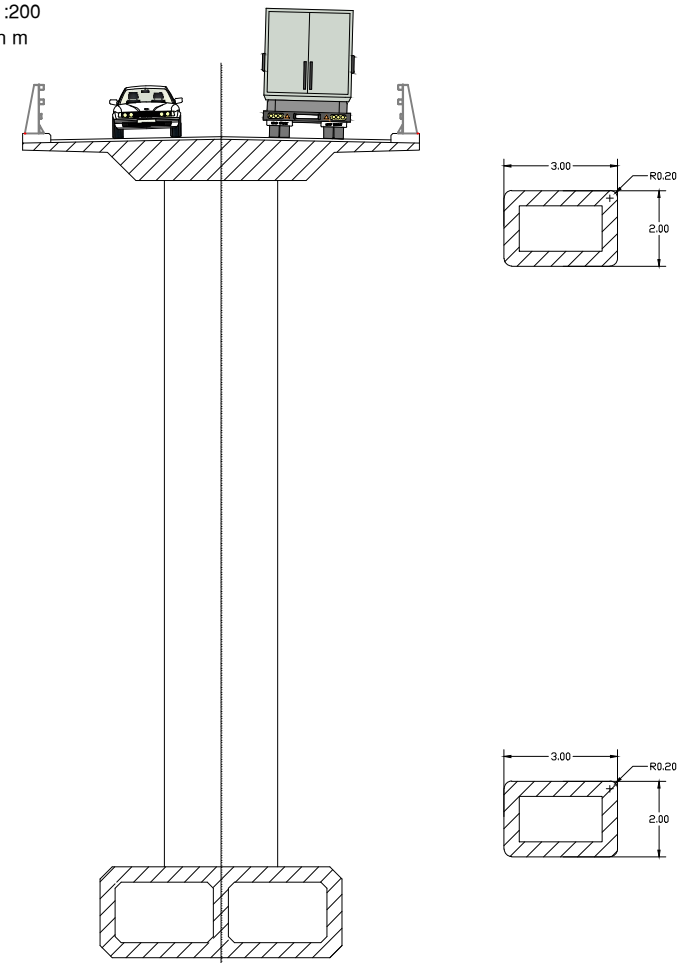
Cotas en m



Pila tipo seccionada

Escala 1:200

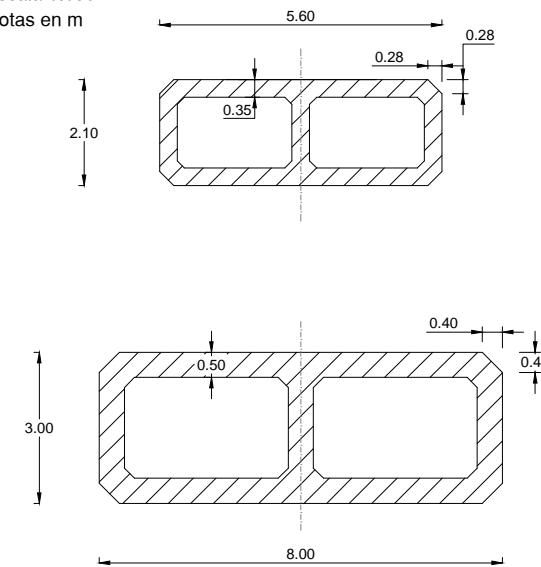
Cotas en m



Detalle secciones en el arco

Escala 1:150

Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:600

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PUENTE EN ARCO  
PLANTA Y DETALLES

Nº DE PLANO  
5.2.2.4.2

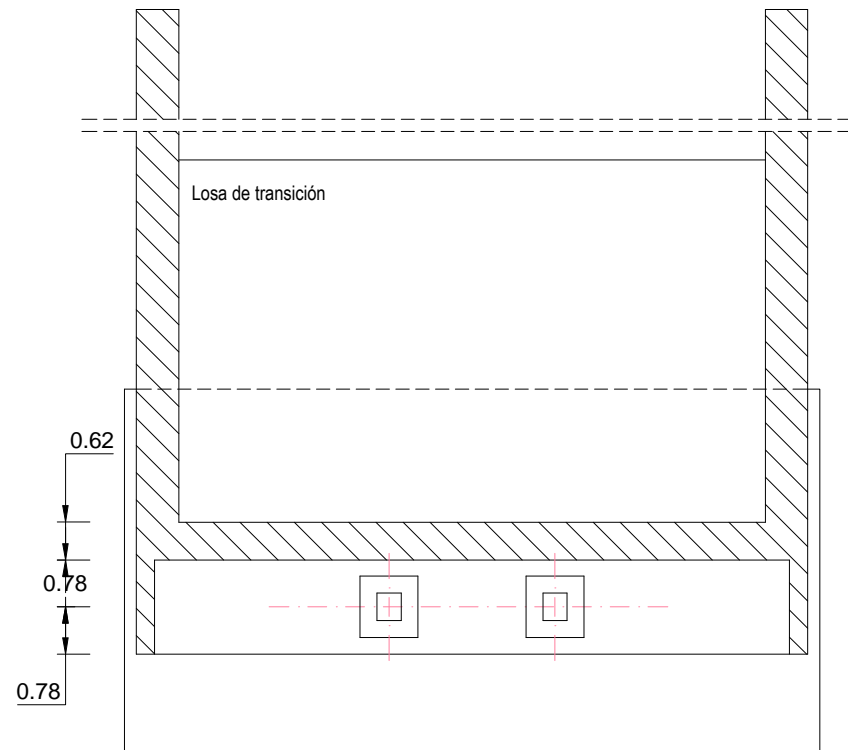
HOJA 1 DE 1



PUENTE EN ARCO. ESTRIBO 1

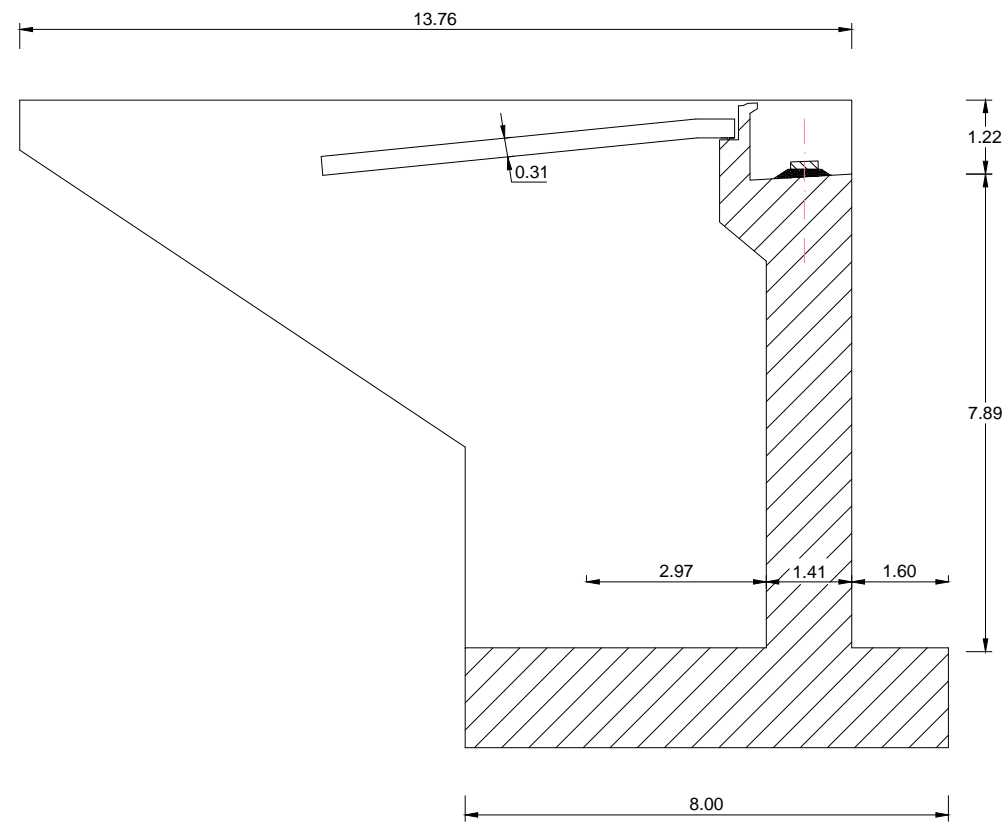
Escala 1:150

Cotas en m

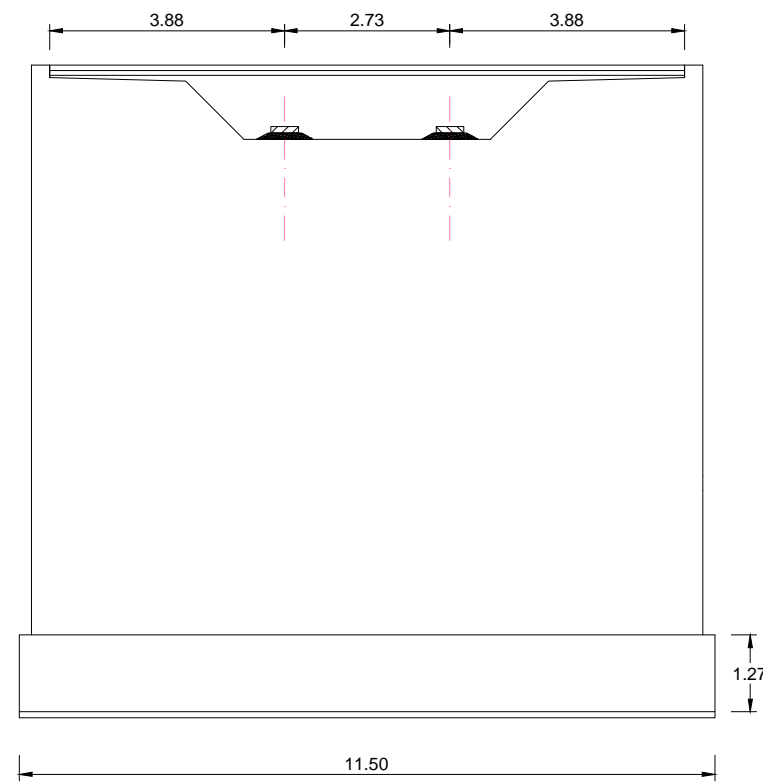


Sección en planta

Sección lateral



Alzado frontal



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:150

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PUENTE ARCO  
ESTRIBO 1

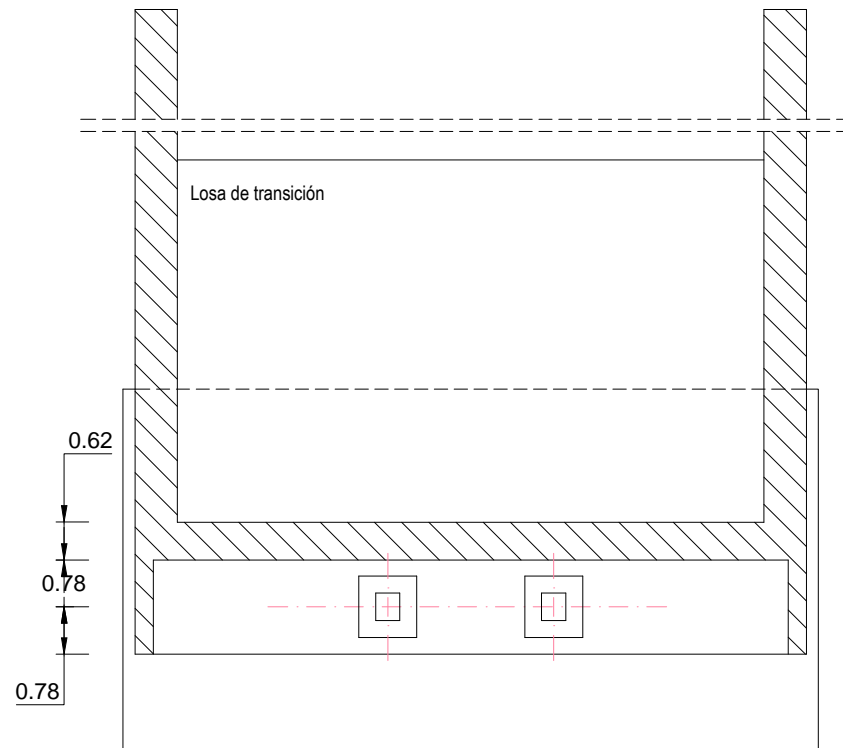
Nº DE PLANO  
5.2.2.4.3

HOJA 1 DE 1

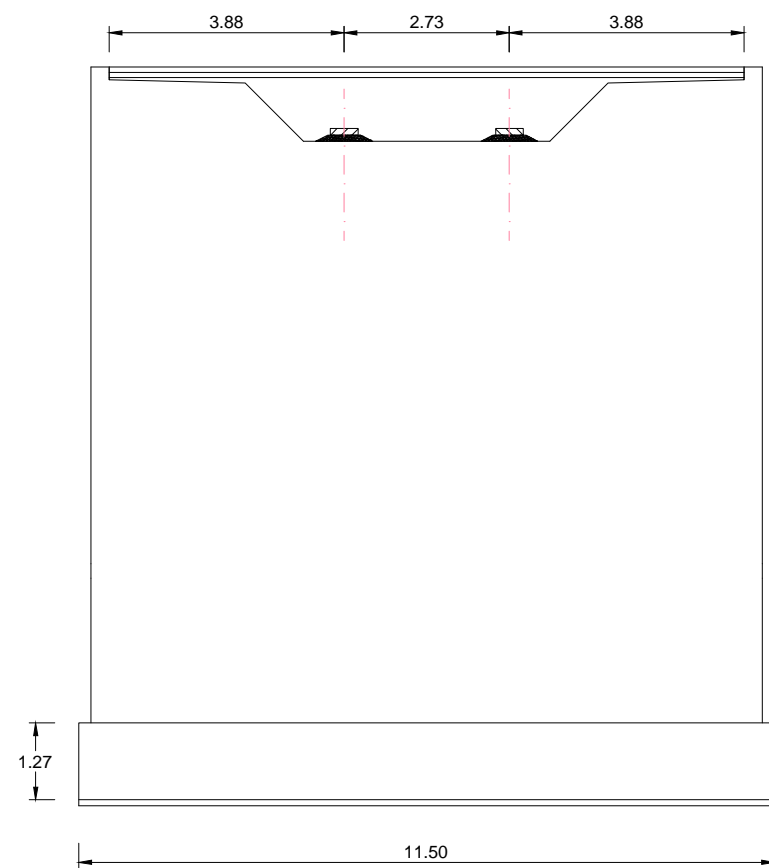
PUENTE EN ARCO. ESTRIBO 2

Escala 1:150

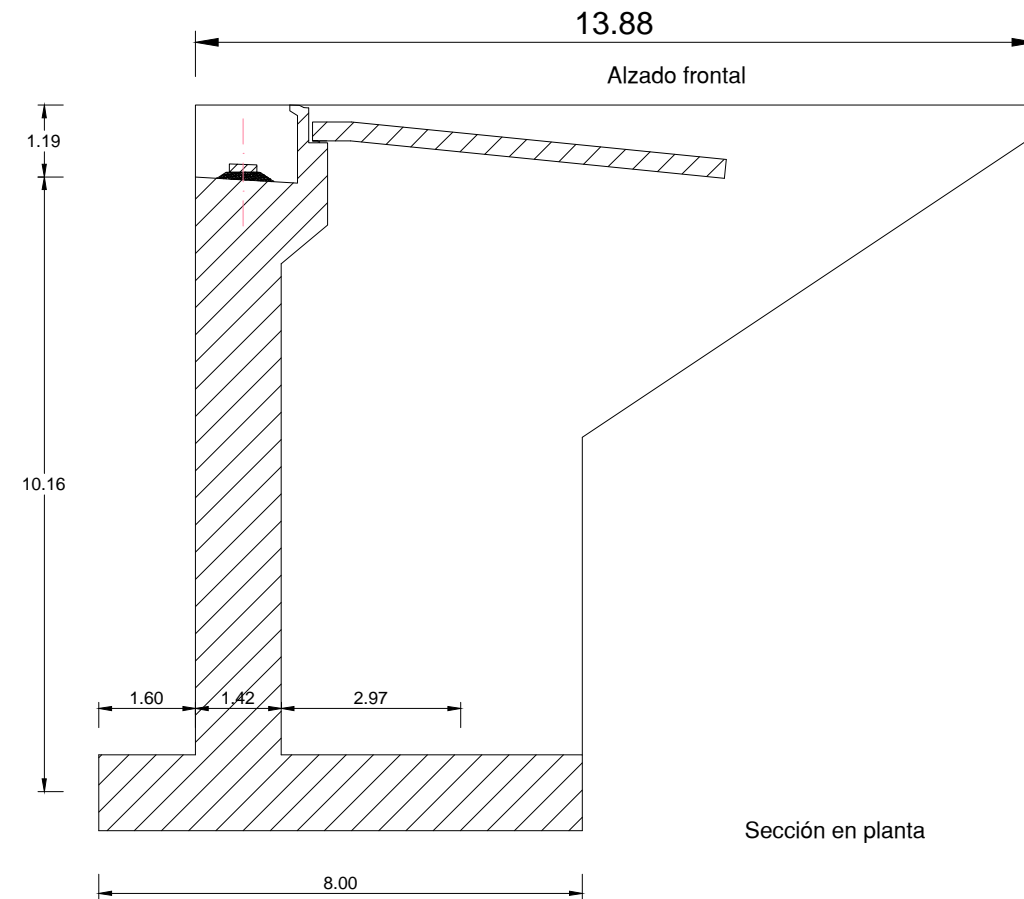
Cotas en m



Sección en planta



Sección lateral

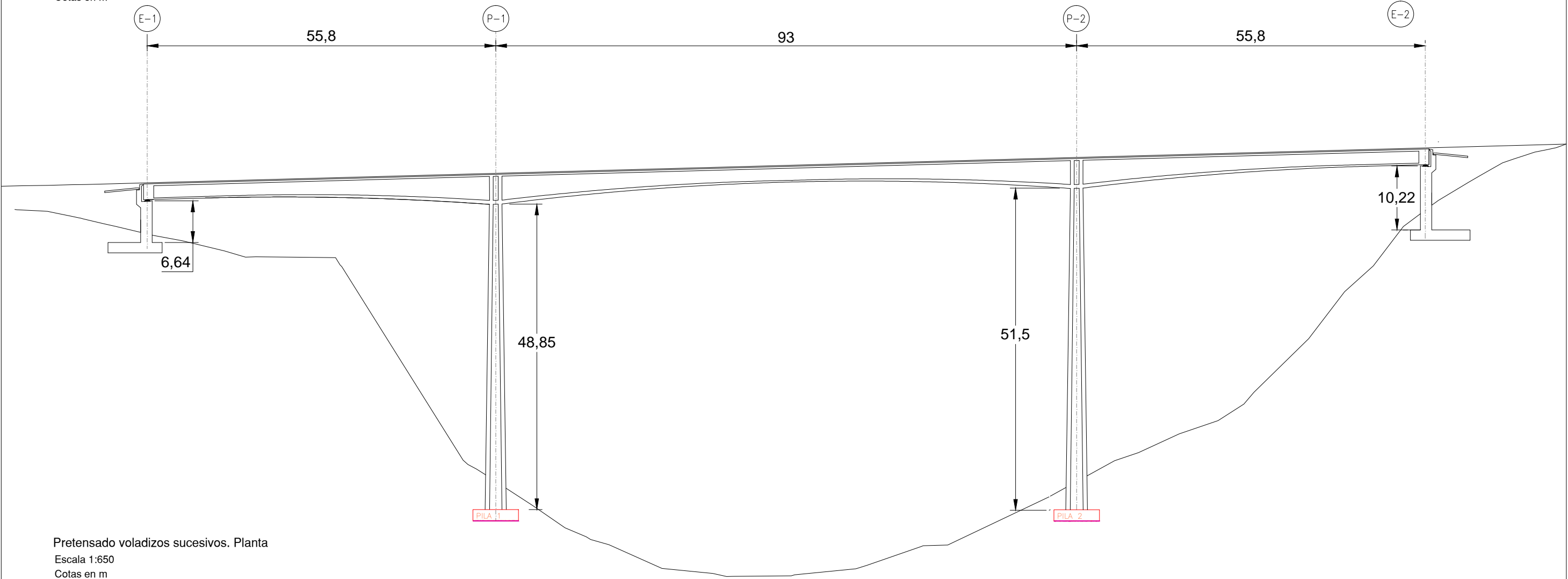


Sección en planta



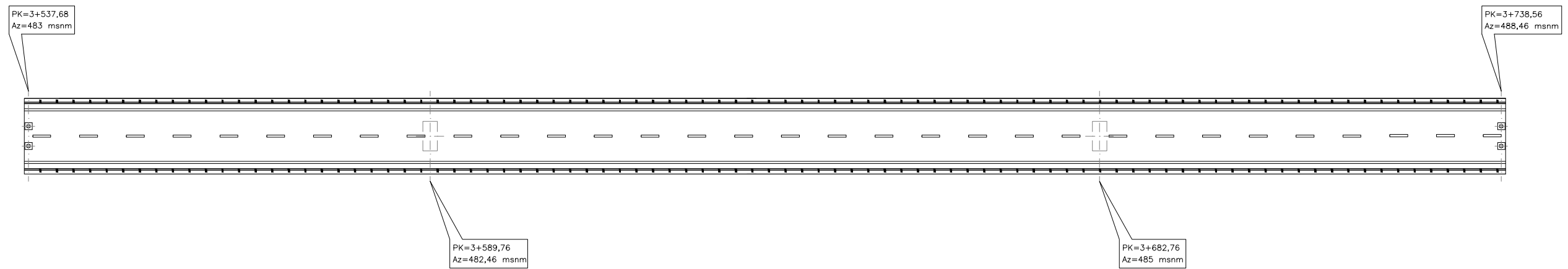
PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS. SECCIÓN LONGITUDINAL

Escala 1:650  
Cotas en m



Pretensado voladizos sucesivos. Planta

Escala 1:650  
Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

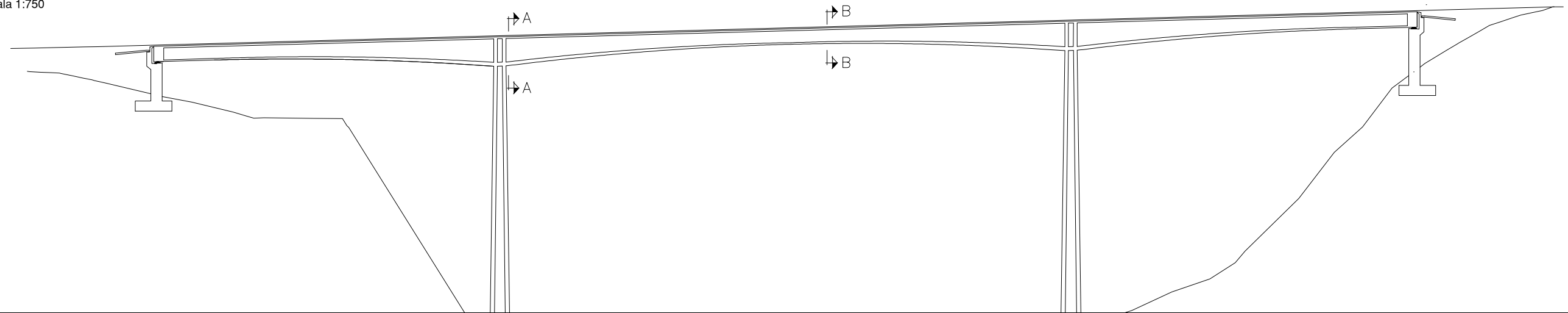
ESCALA:  
1:650

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS  
SECCIÓN LONGITUDINAL Y PLANTA

Nº DE PLANO  
5.2.2.5.1

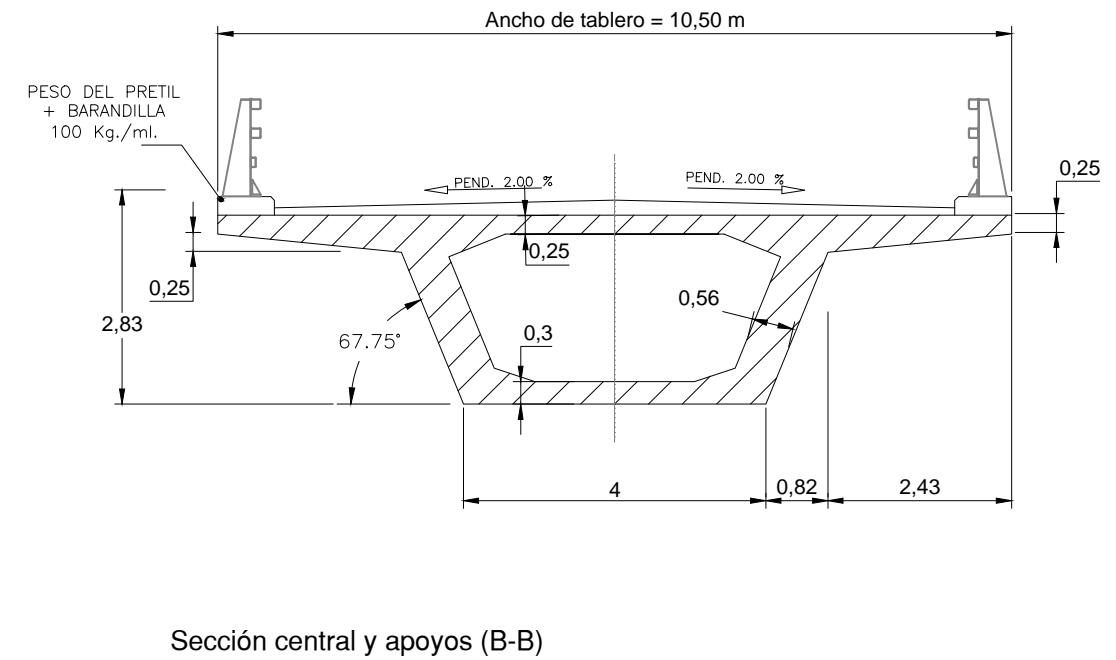
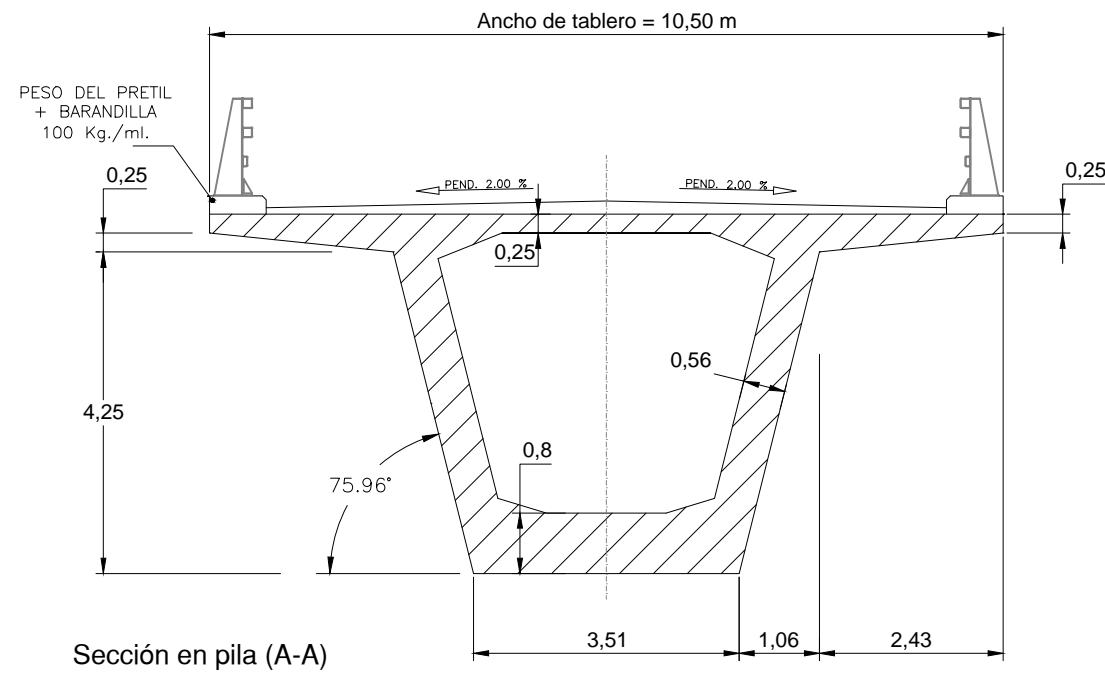
HOJA 1 DE 1

Sección longitudinal  
Escala 1:750



PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS. SECCIONES EN TABLERO

Escala 1:100  
Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:100

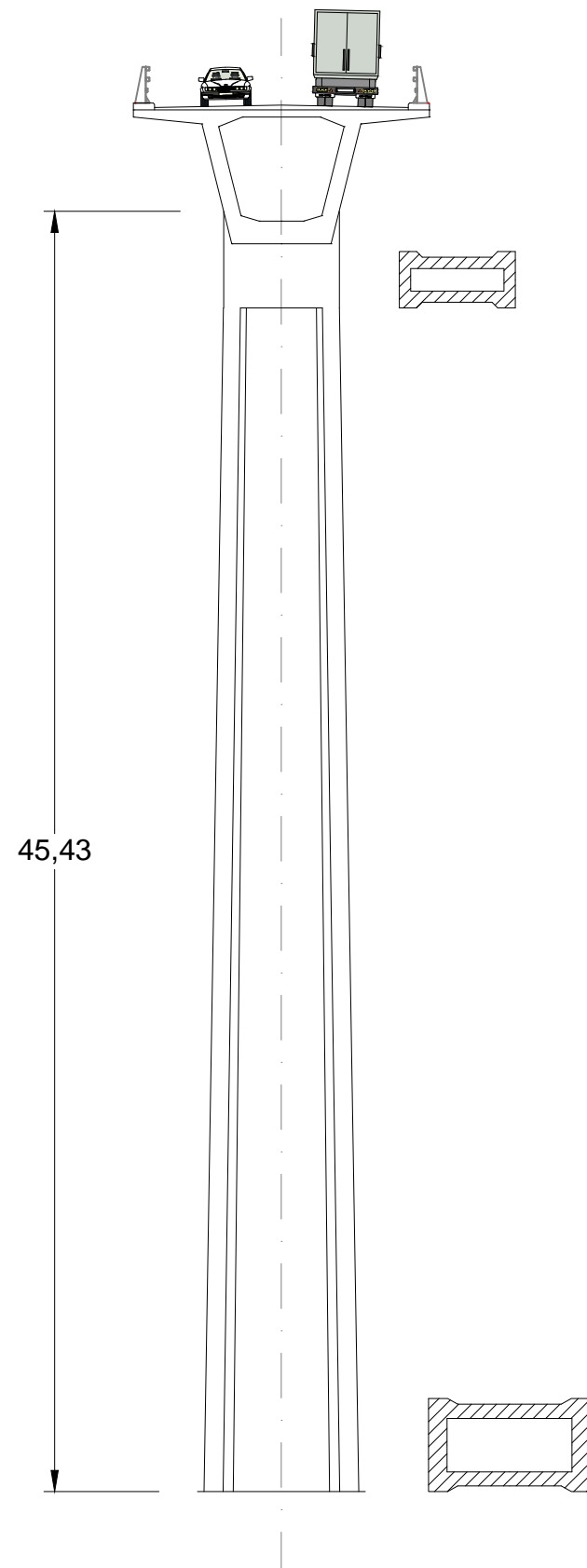
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS  
SECCIONES EN TABLERO

Nº DE PLANO  
5.2.2.5.2

HOJA 1 DE 1

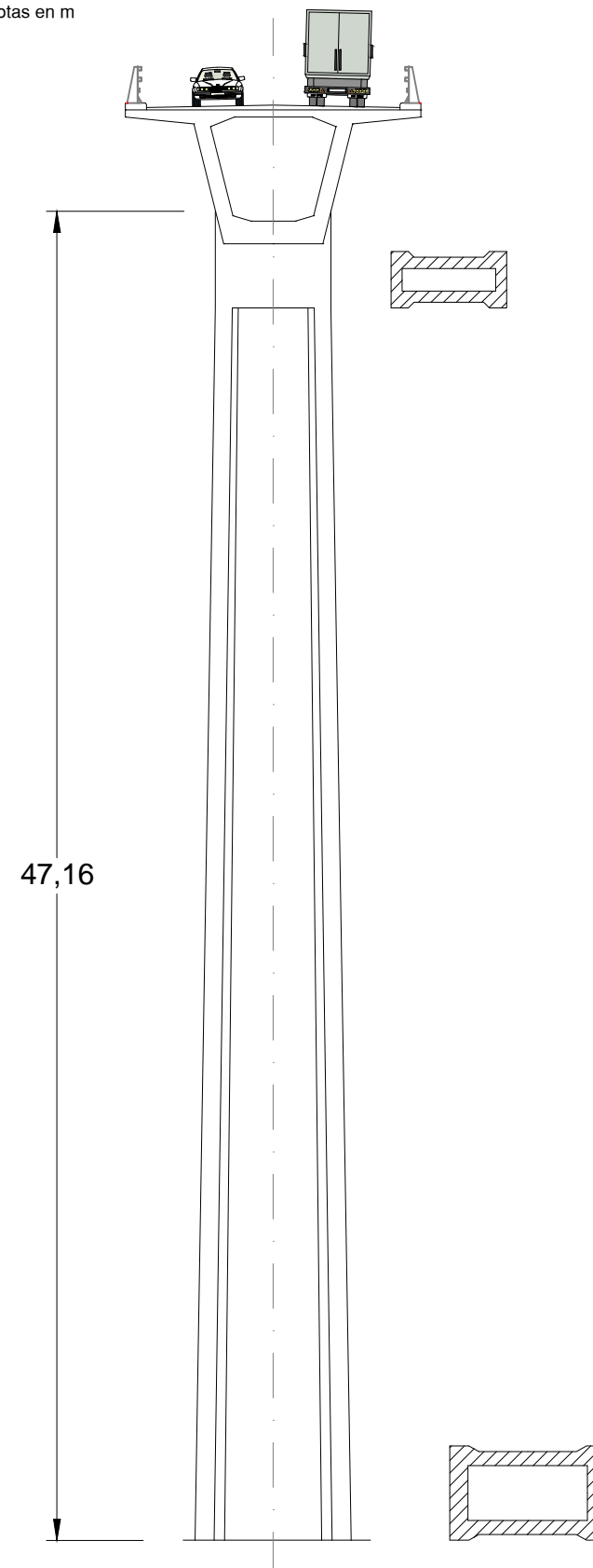
Pretensado voladizos sucesivos. Alzado pila 1

Escala 1:250  
Cotas en m



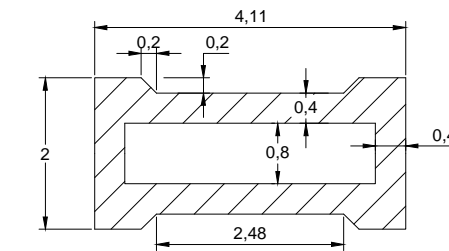
Pretensado voladizos sucesivos. Alzado pila 2

Escala 1:250  
Cotas en m

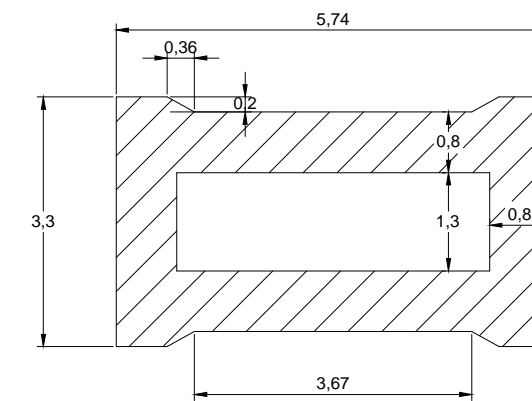


Secciones en las pilas

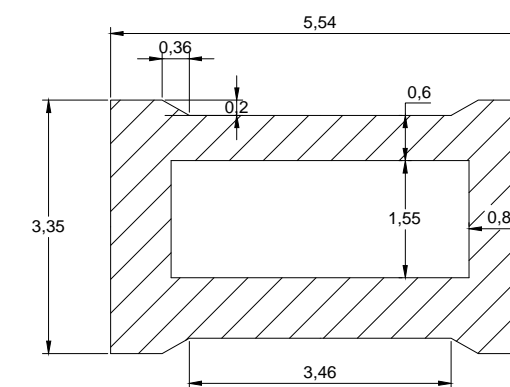
Escala 1:100



Sección en cabeza de pila



Sección en base de pila 1



Sección en base de pila 2



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS  
PILAS

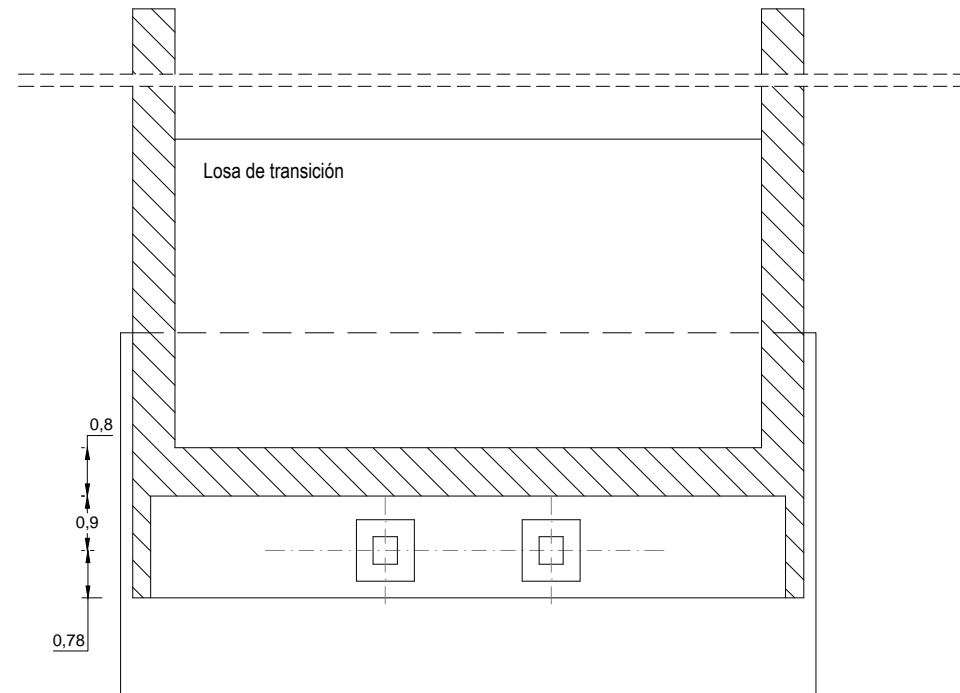
Nº DE PLANO  
5.2.2.5.3

HOJA 1 DE 1

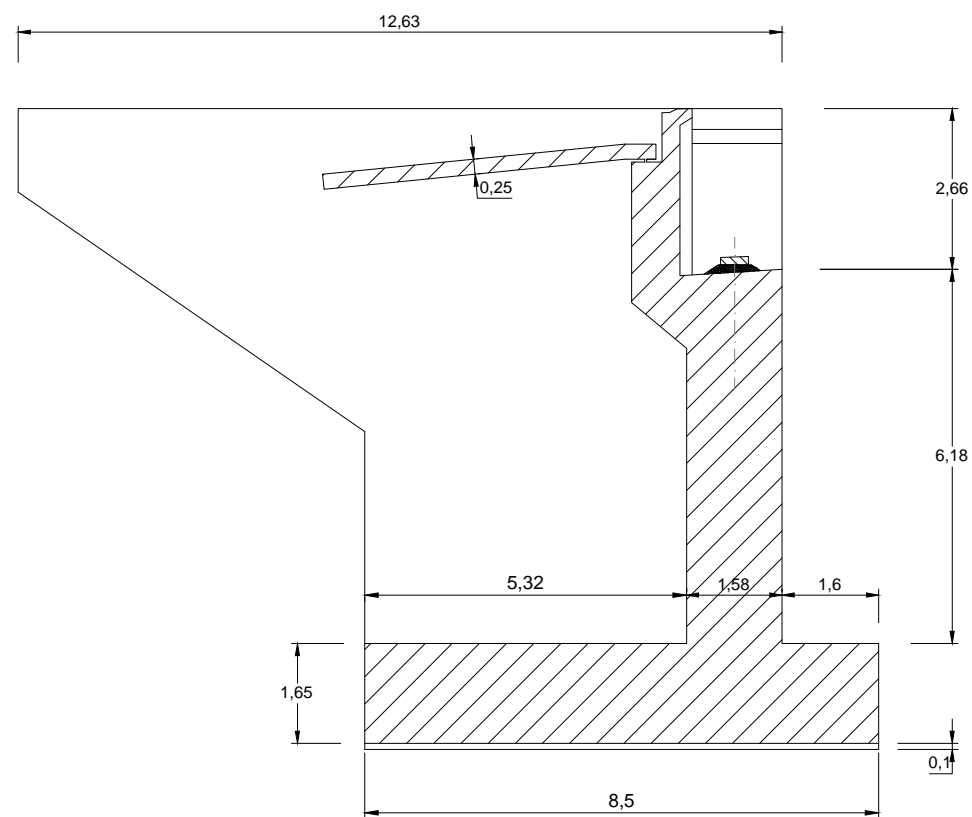
PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS. ESTRIBO 1

Escala 1:125

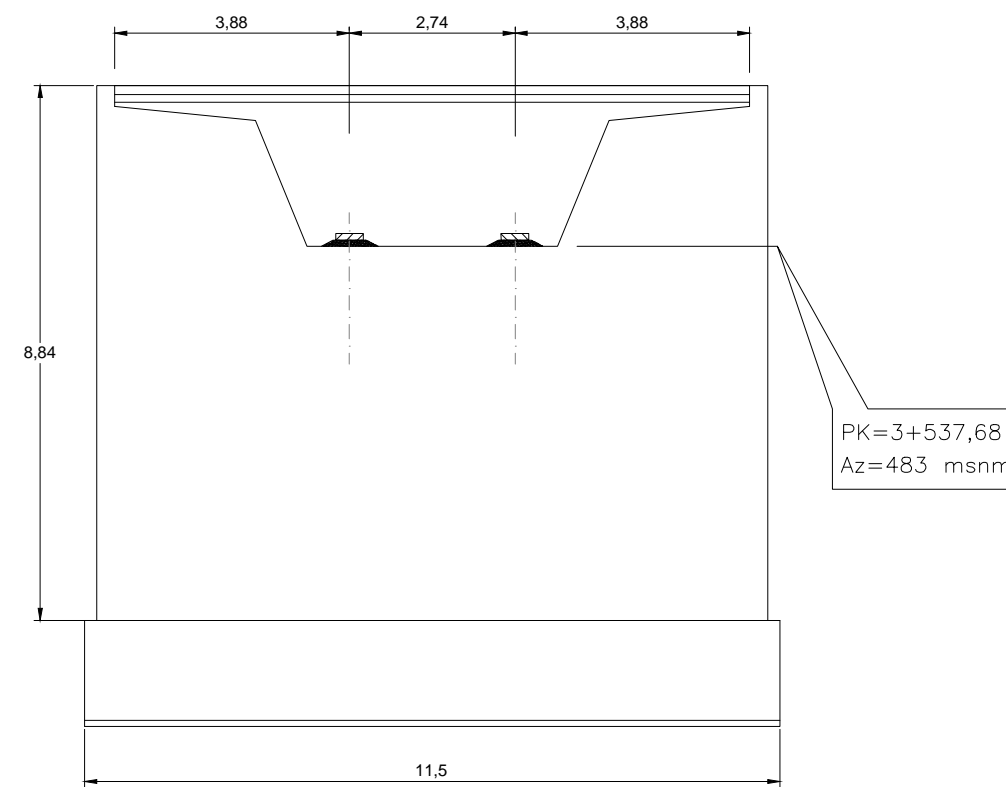
Cotas en m



Planta seccionada A-A



Sección lateral B-B



Alzado frontal



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:125

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS  
ESTRIBOS

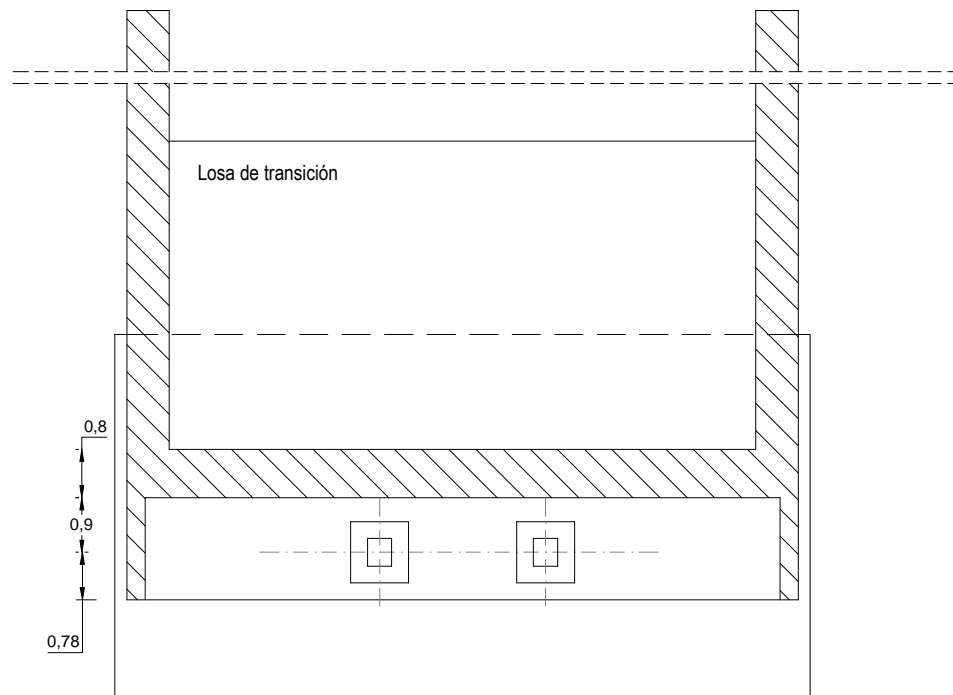
Nº DE PLANO  
5.2.2.5.4

HOJA 1 DE 1

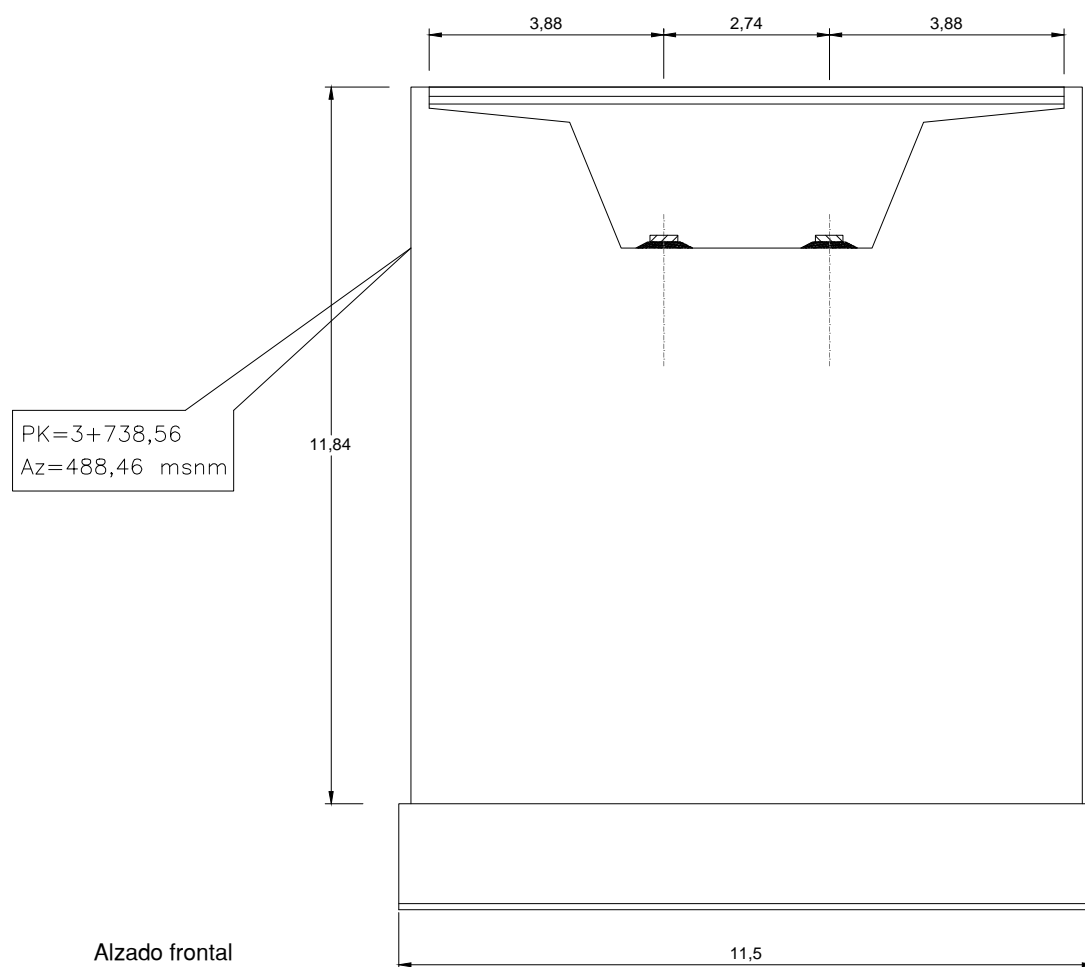
PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS. ESTRIBO 2

Escala 1:125

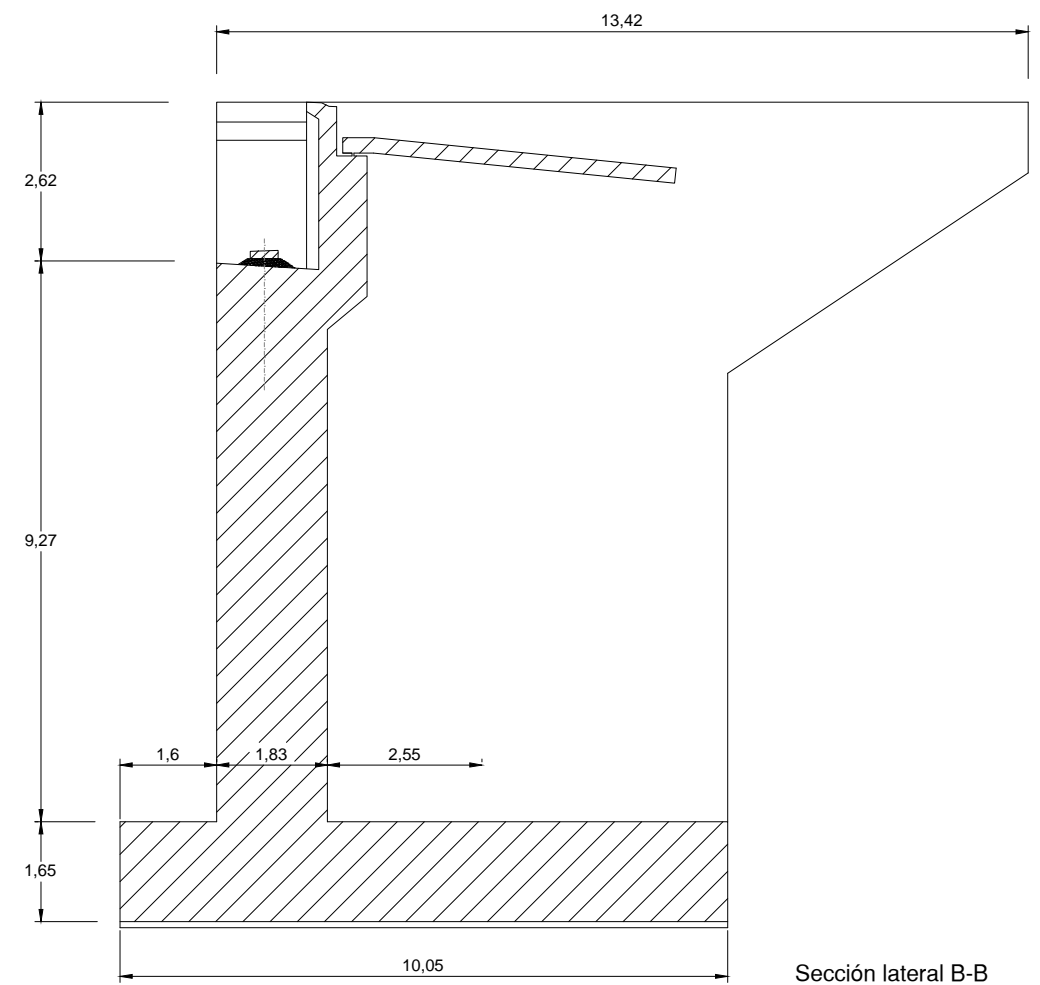
Cotas en m



Planta seccionada A-A



Alzado frontal



Sección lateral B-B



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

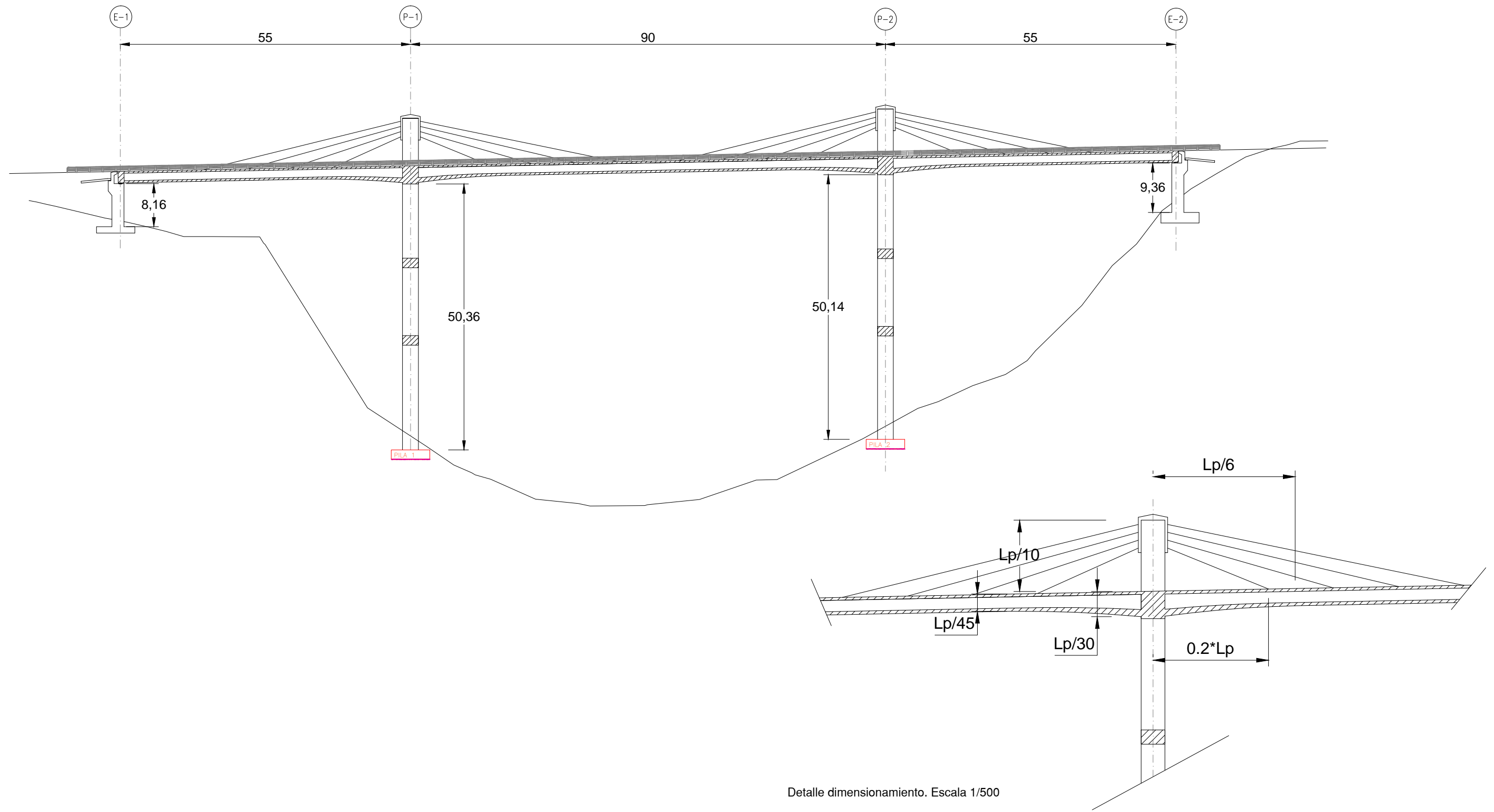
ESCALA:  
 1:125

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
 PRETENSADO VOLADIZOS SUCESIVOS  
 ESTRIBO 2

Nº DE PLANO  
 5.2.2.5.5

HOJA 1 DE 1

Pretensado extradosado. Sección longitudinal  
 Escala 1:750  
 Cotas en m



Detalle dimensionamiento. Escala 1/500



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
 PRETENSADO EXTRADOSADO  
 SECCIÓN LONGITUDINAL

Nº DE PLANO  
 5.2.2.6.1

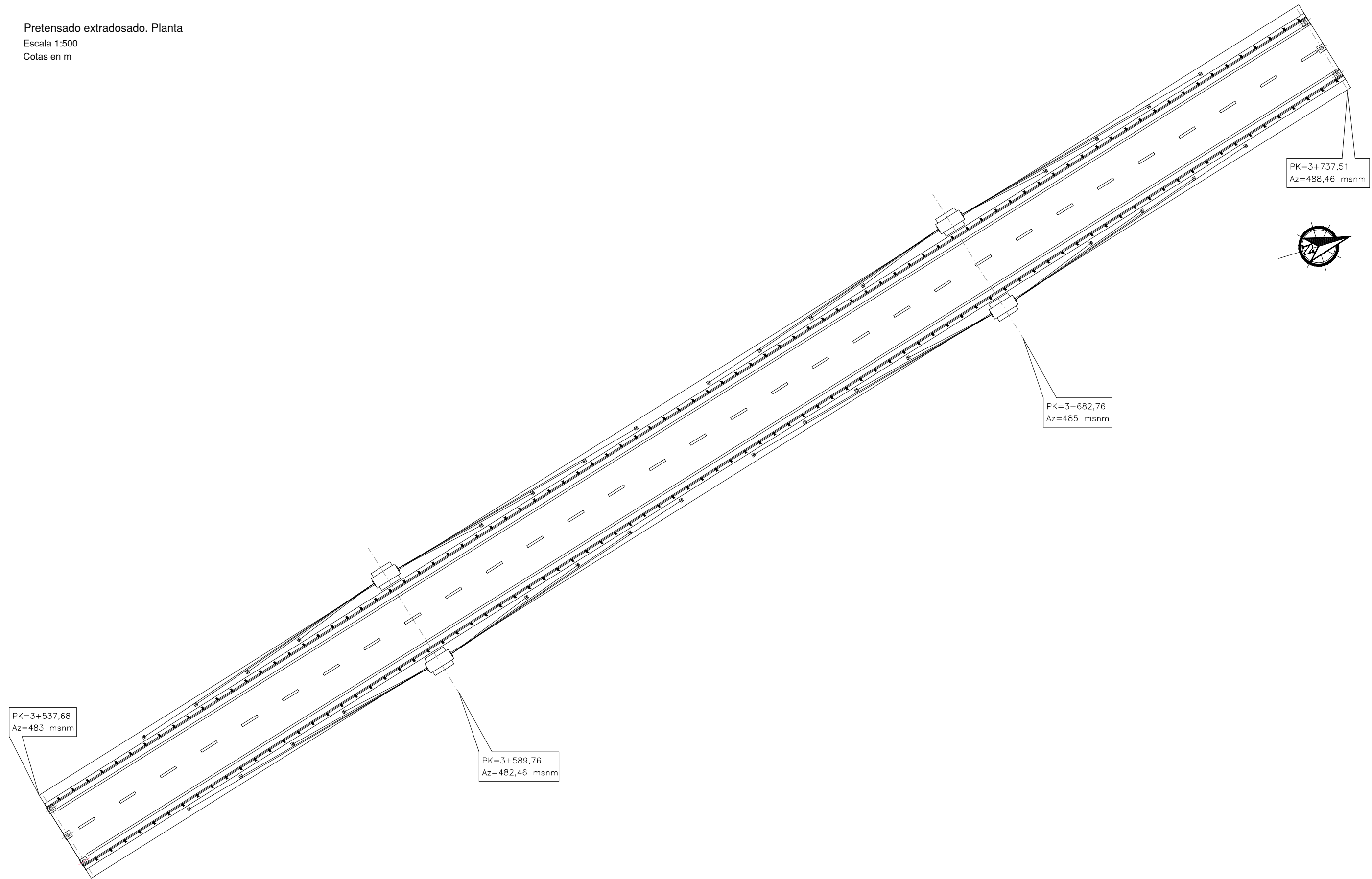
HOJA 1 DE 1



Pretensado extradadosado. Planta

Escala 1:500

Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

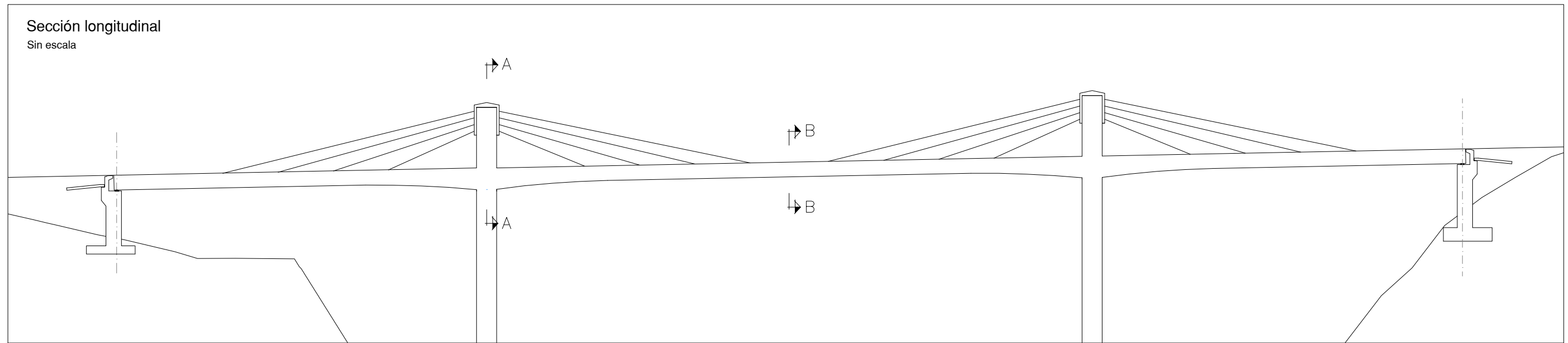
TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:500

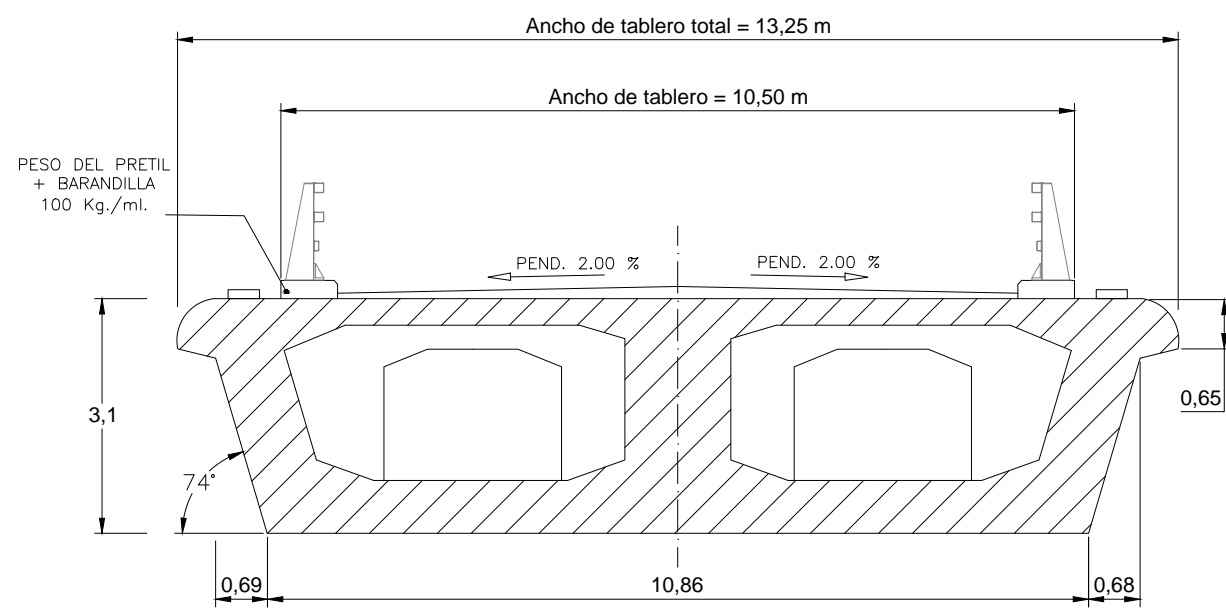
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
PRETENSADO EXTRADOSADO  
PLANTA

Nº DE PLANO  
5.2.2.6.2

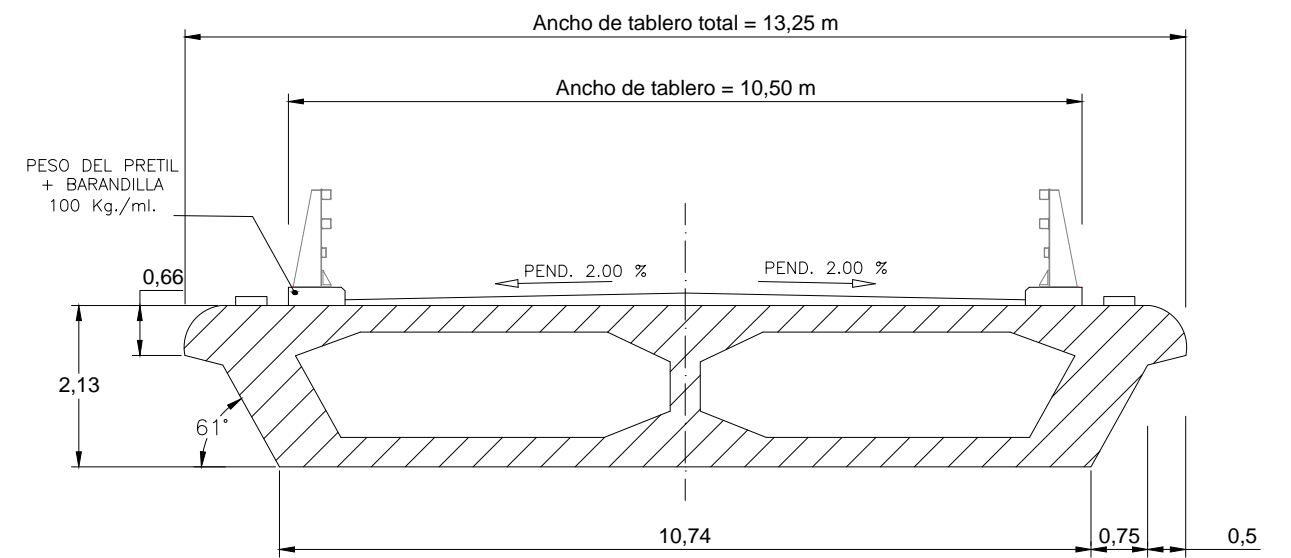
HOJA 1 DE 1



**Secciones en tablero**  
Escala 1:100  
Cotas en m



Sección en pila (A-A)

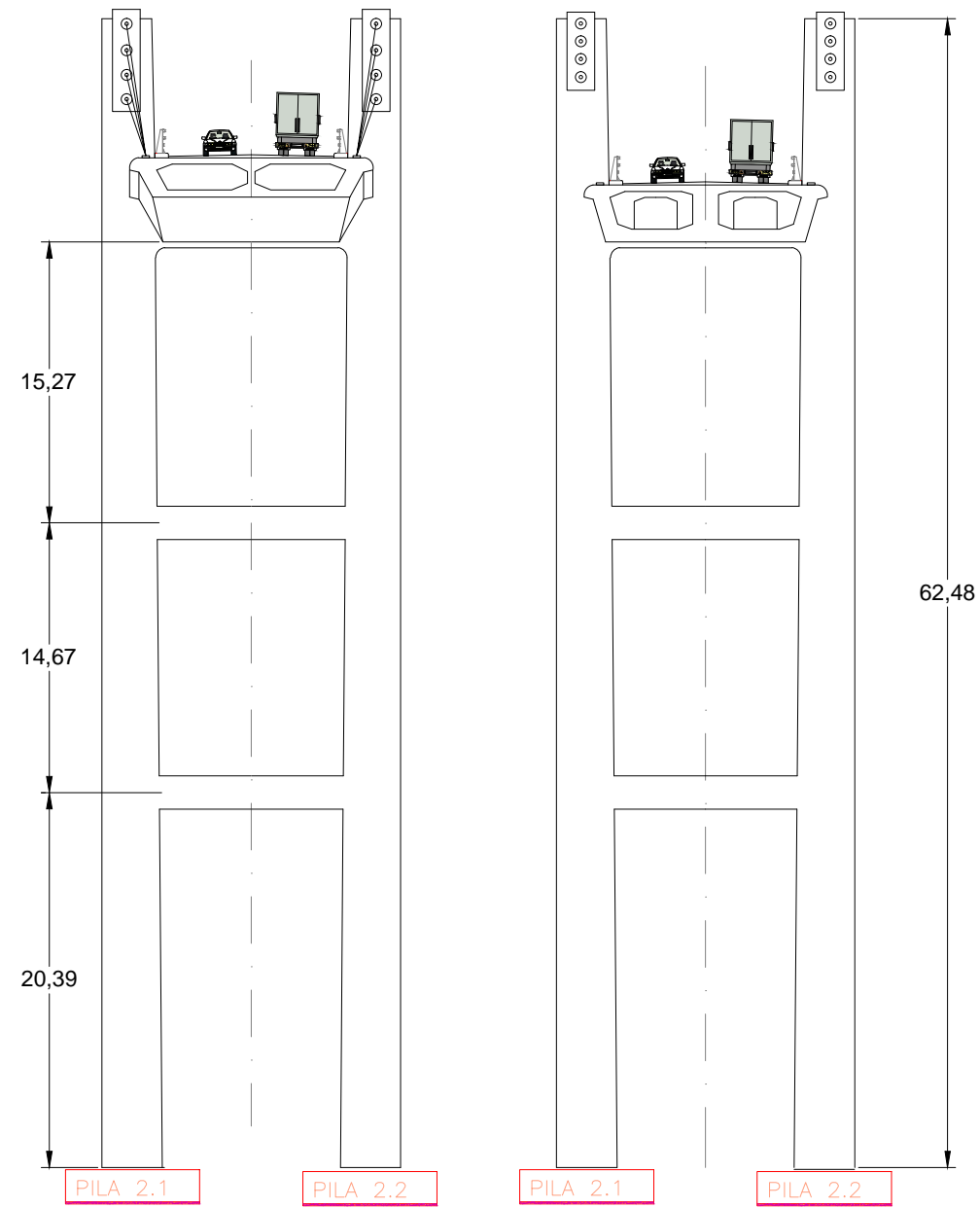


Sección central y apoyos (B-B)



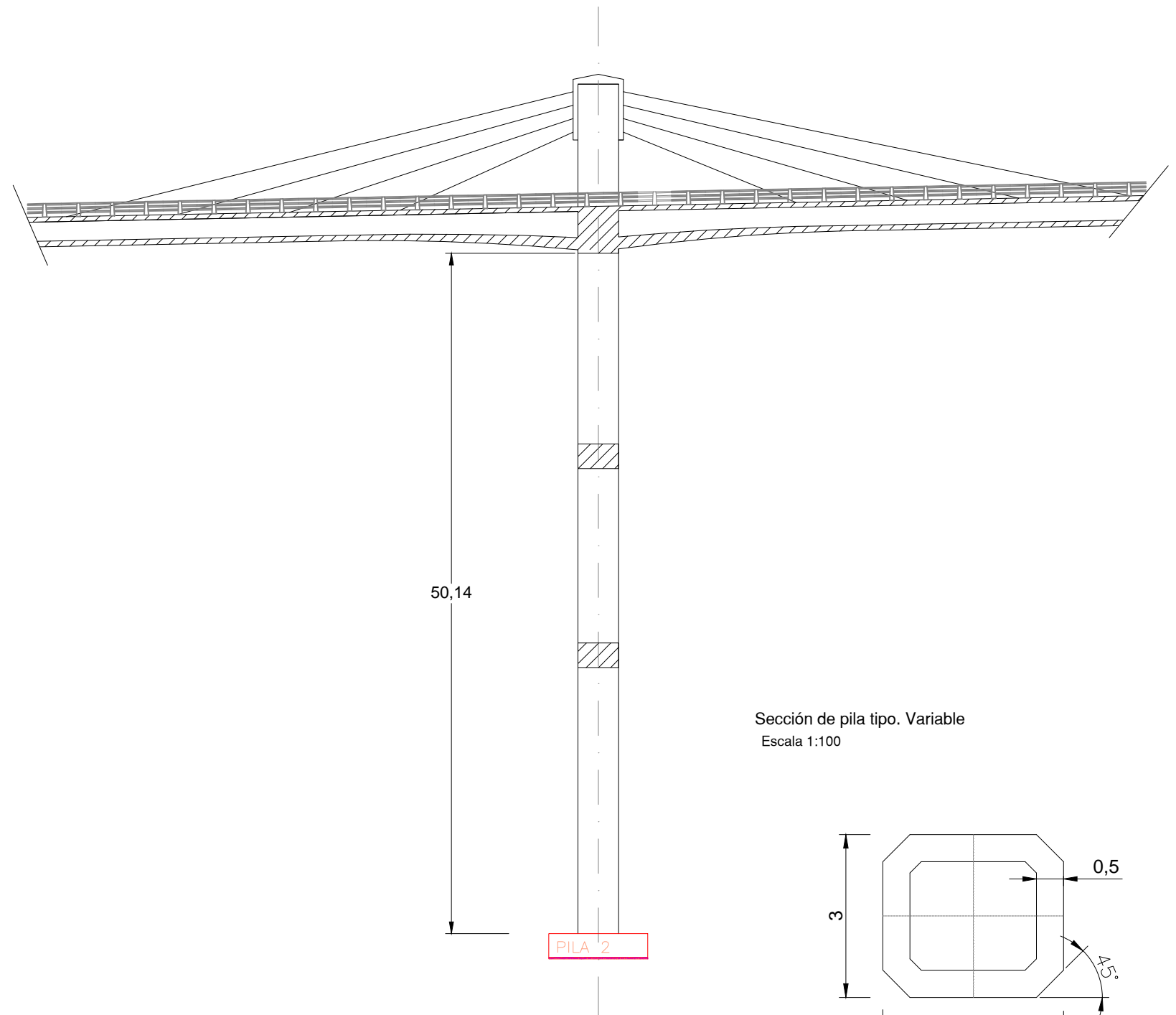
Pretensado extradosado. Alzado transversal de torres

Escala 1:400  
Cotas en m

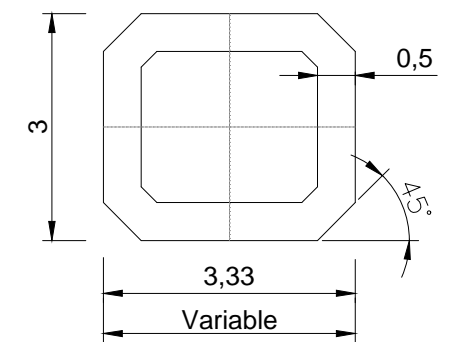


Pretensado extradosado. Alzado longitudinal de torres

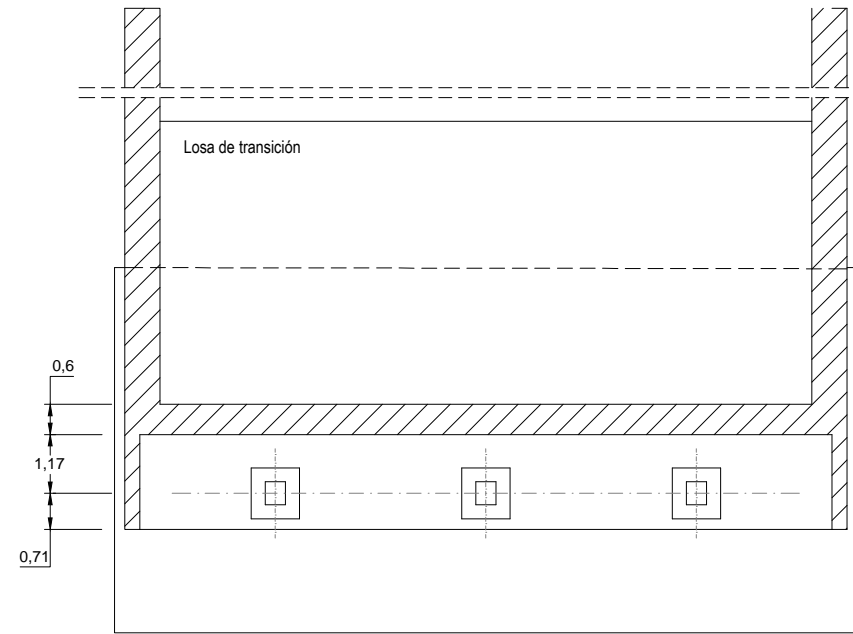
Escala 1:400  
Cotas en m



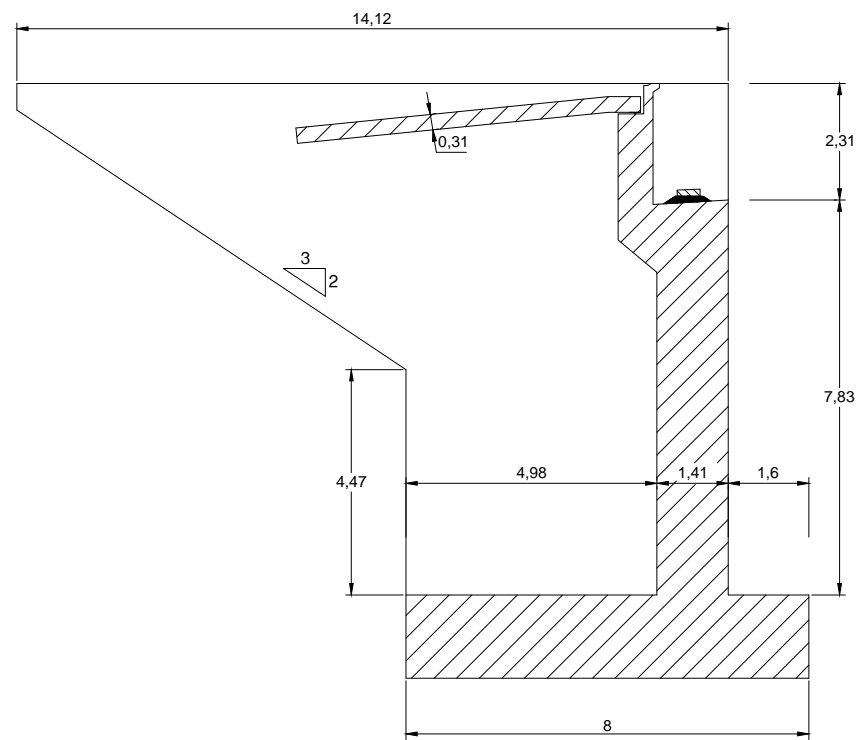
Sección de pila tipo. Variable  
Escala 1:100



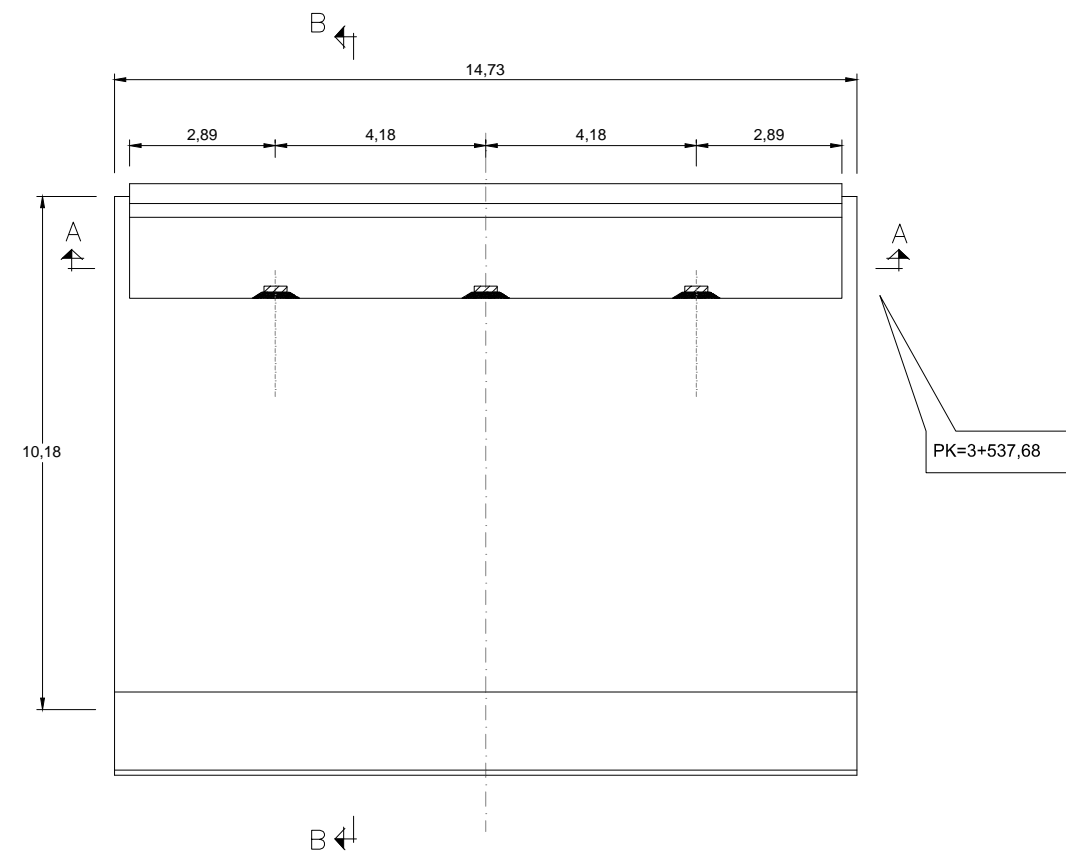
Pretensado extradadoso. Estribo 1  
 Escala 1:150  
 Cotas en m



Planta seccionada A-A



Sección lateral B-B



Alzado frontal



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

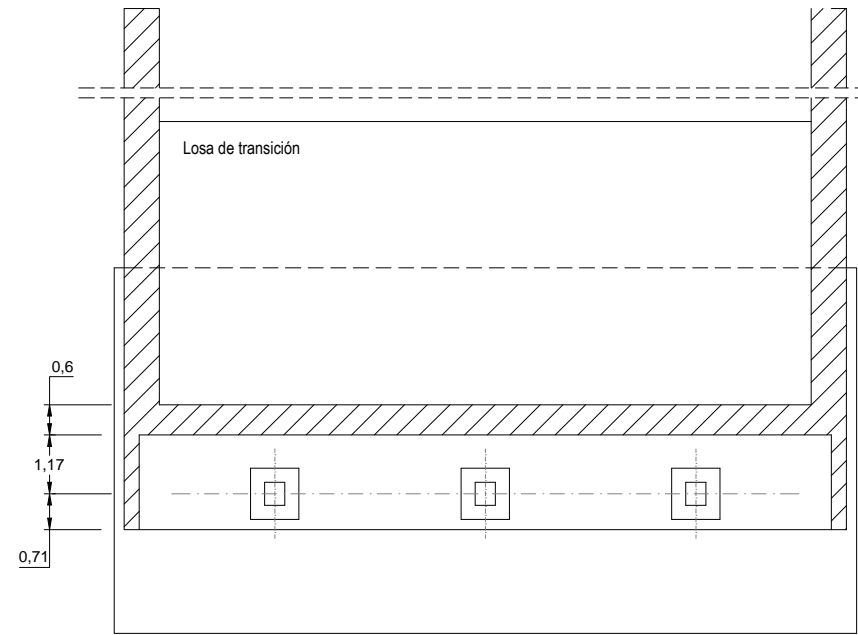
ESCALA:  
 1:150

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
 PRETENSADO EXTRADOSADO  
 ESTRIBO 1

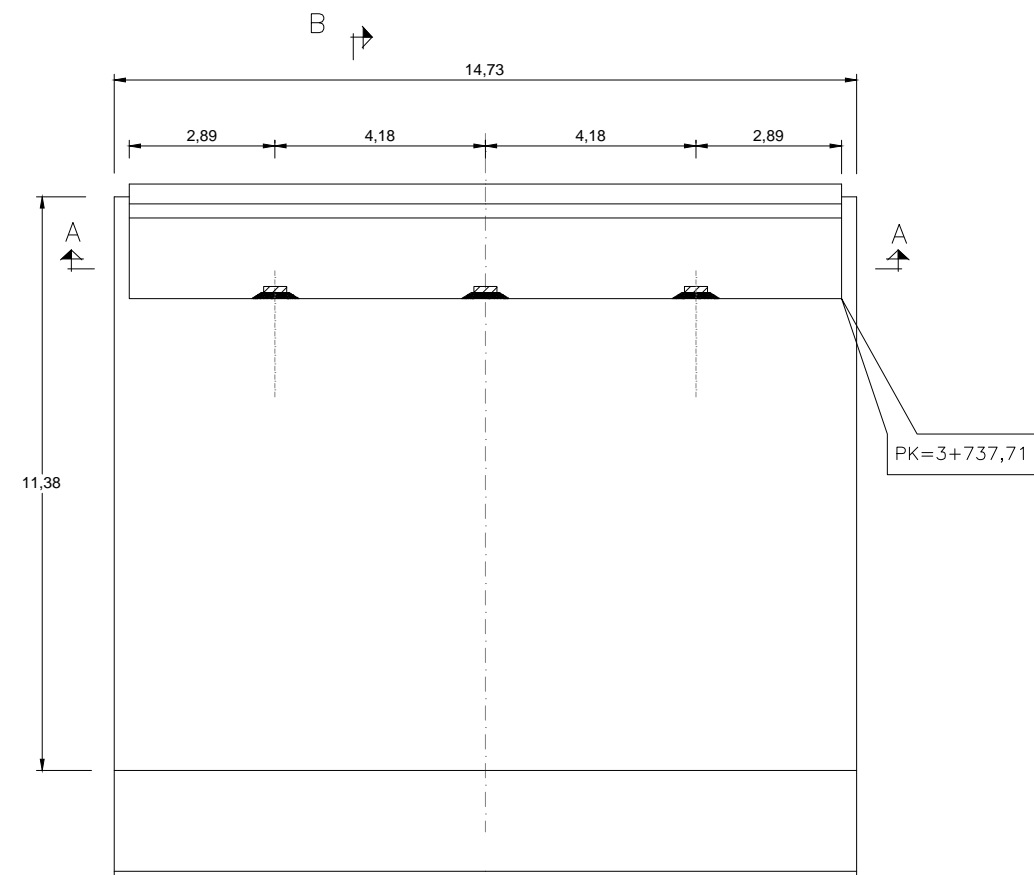
Nº DE PLANO  
 5.2.2.6.5

HOJA 1 DE 1

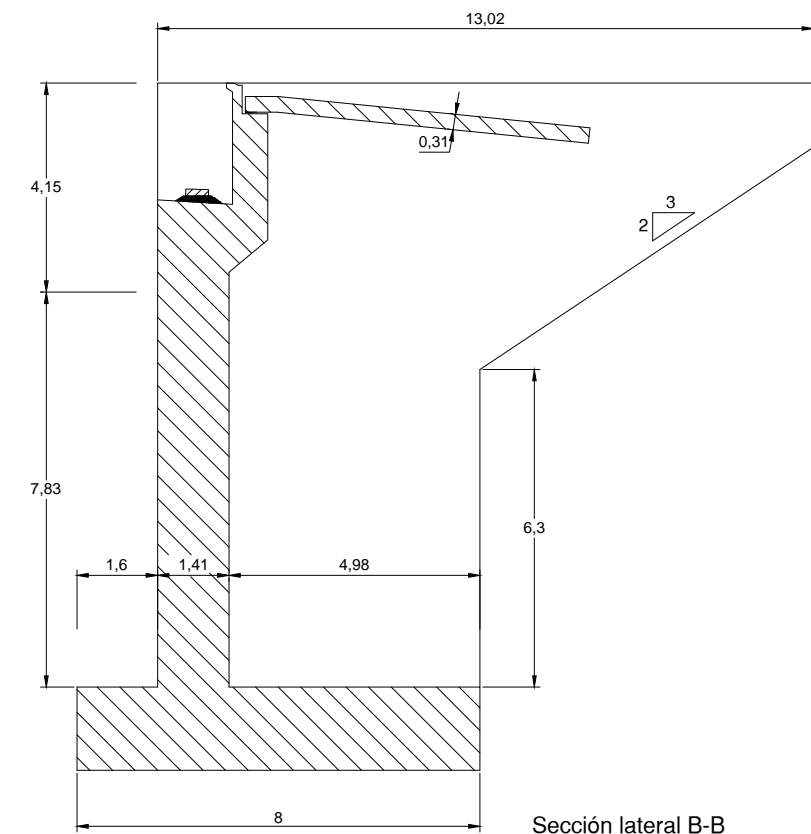
Pretensado extradadoso. Estribo 2  
 Escala 1:150  
 Cotas en m



Planta seccionada A-A



Alzado frontal



Sección lateral B-B



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
 ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
 JUNIO 2016

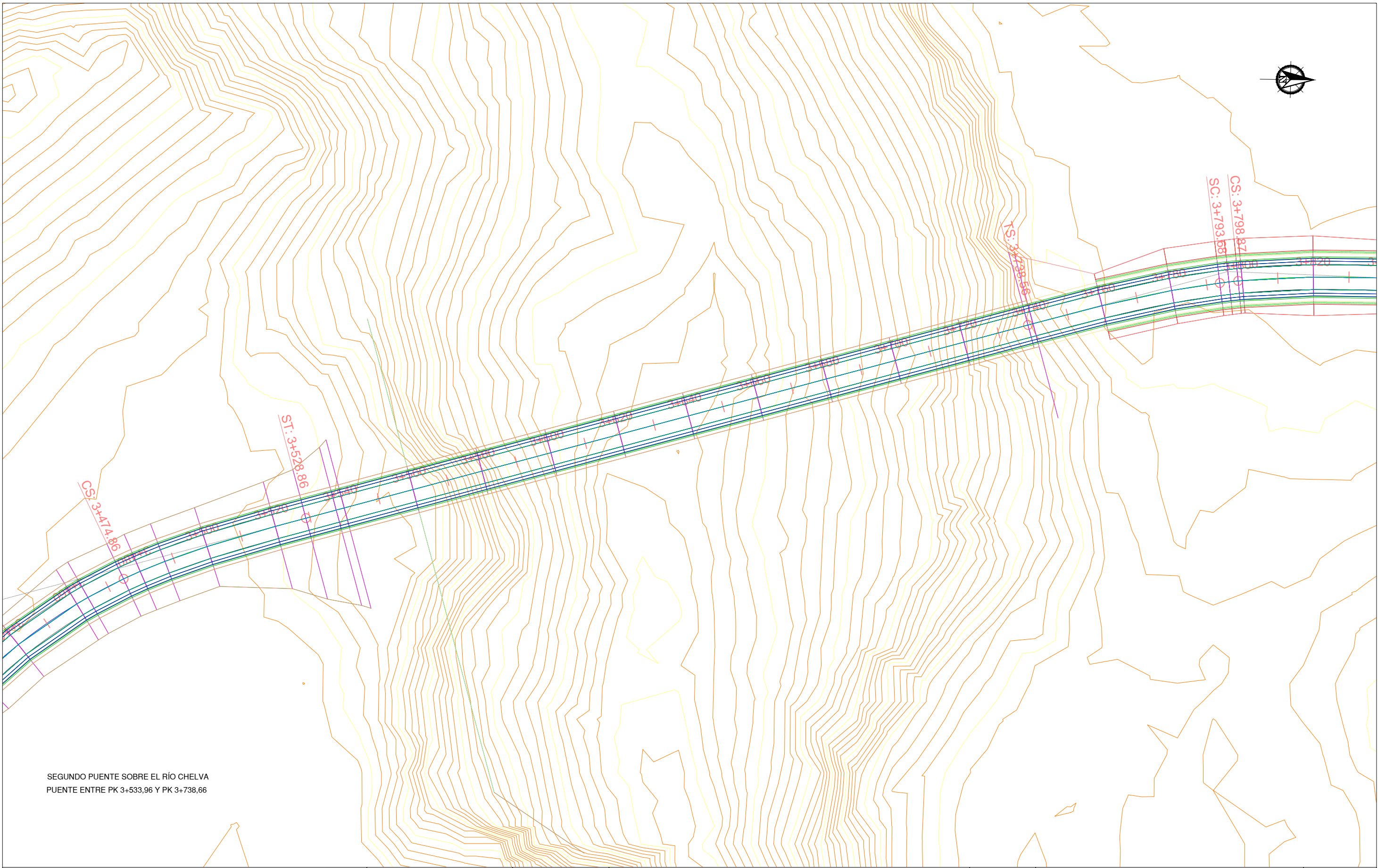
TÍTULO DEL PROYECTO  
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
 1:150

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DE SOLUCIONES. FASE 2  
 PRETENSADO EXTRADOSADO  
 ESTRIBO 2

Nº DE PLANO  
 5.2.2.6.6

HOJA 1 DE 1

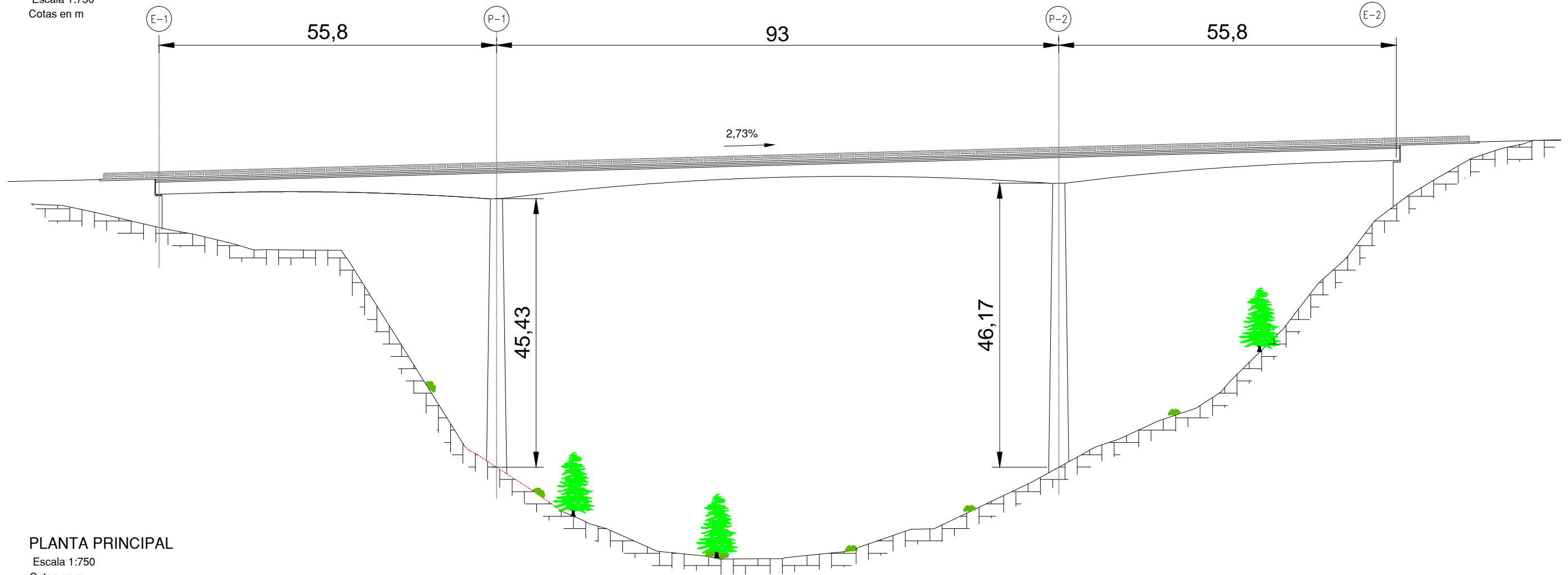


SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
 PUENTE ENTRE PK 3+533,96 Y PK 3+738,66

	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS		AUTOR DEL PROYECTO ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO	FECHA JUNIO 2016	TÍTULO DEL PROYECTO ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR	ESCALA: 1:1000	TÍTULO DEL PLANO SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA EMPLAZAMIENTO	Nº DE PLANO 5.2.3.1 HOJA 1 DE 1
--	---	--	---	---------------------	--	-------------------	---	---------------------------------------

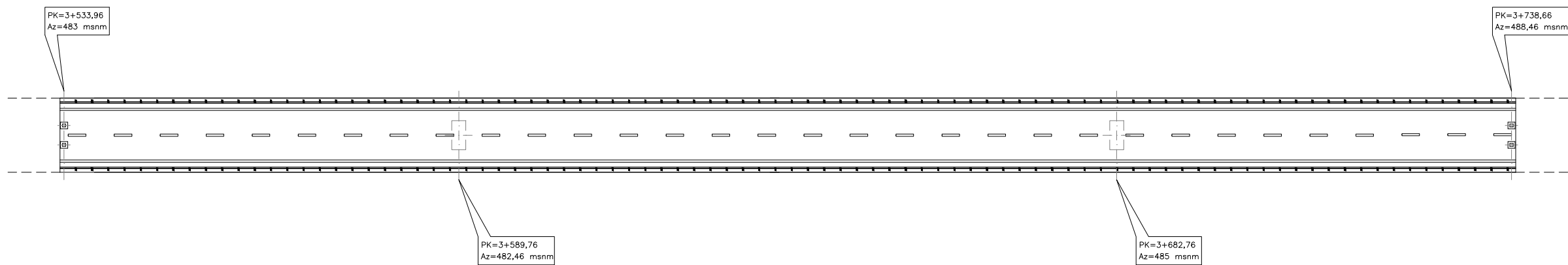
**ALZADO PRINCIPAL**

Escala 1:750  
Cotas en m



**PLANTA PRINCIPAL**

Escala 1:750  
Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

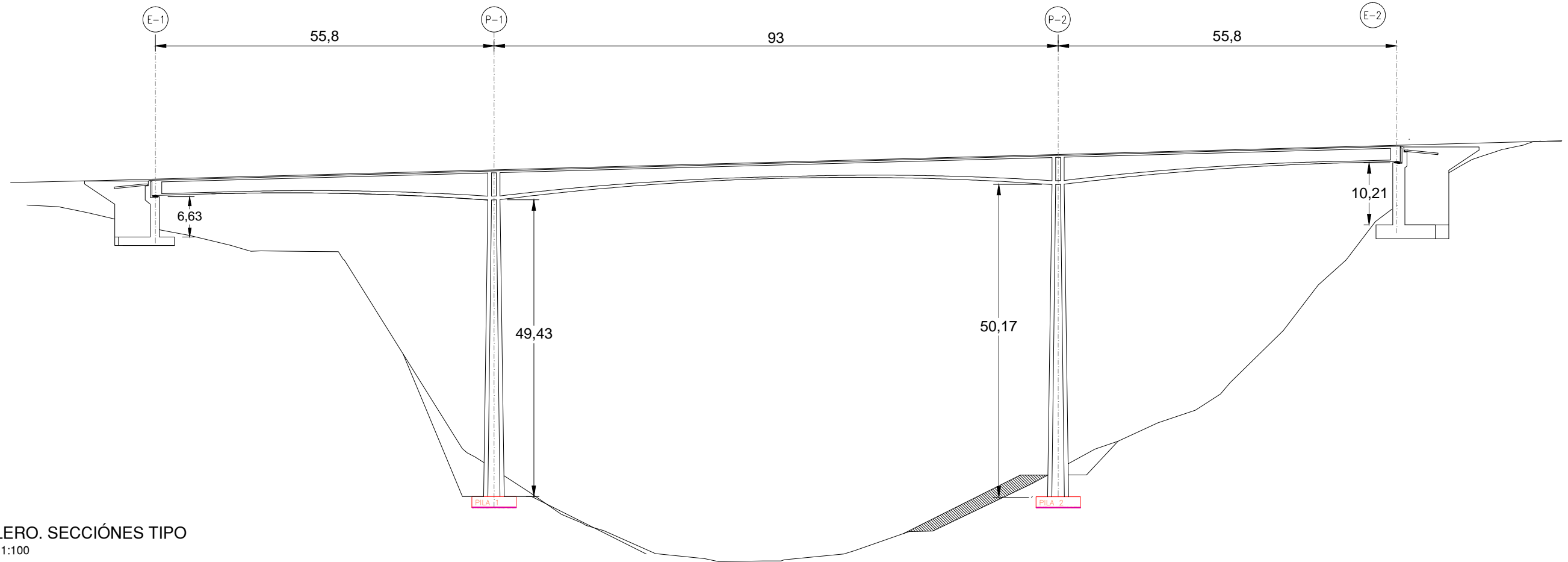
ESCALA:  
1:750

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
ALZADO Y PLANTA

Nº DE PLANO  
5.2.3.2  
HOJA 1 DE 1

# SECCIÓN LONGITUDINAL

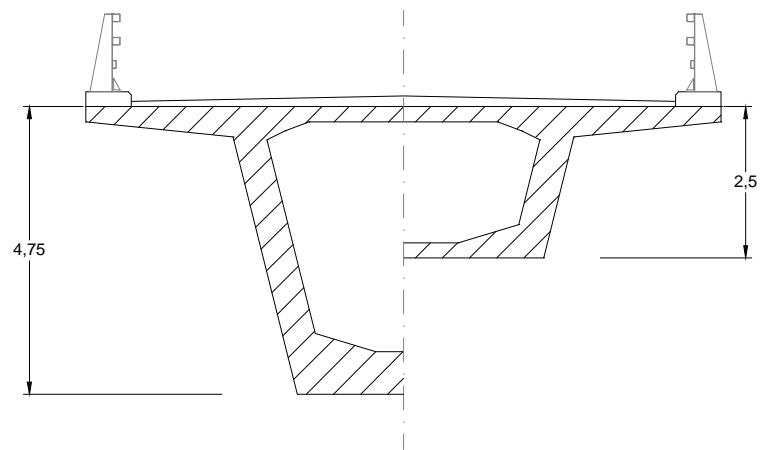
Escala 1:750



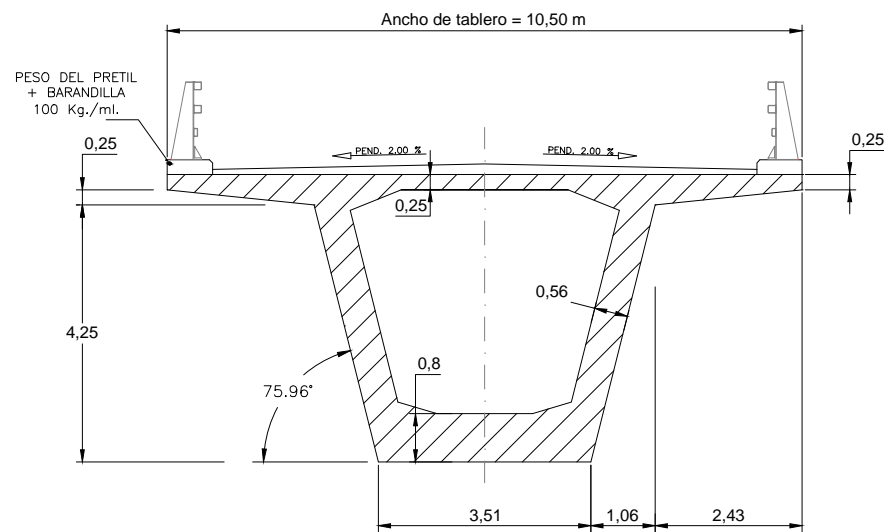
## TABLERO. SECCIONES TIPO

Escala 1:100

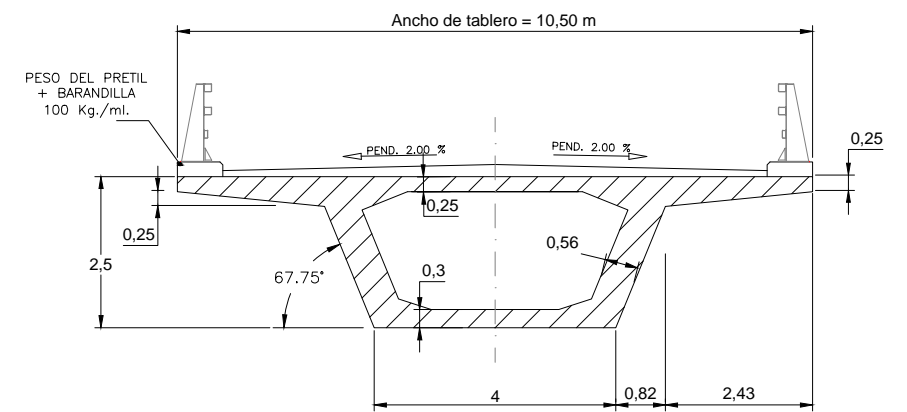
Cotas en m



Sección tipo. Dimensiones generales



Sección dovela "0"



Sección central y apoyos



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
SECCIÓN LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

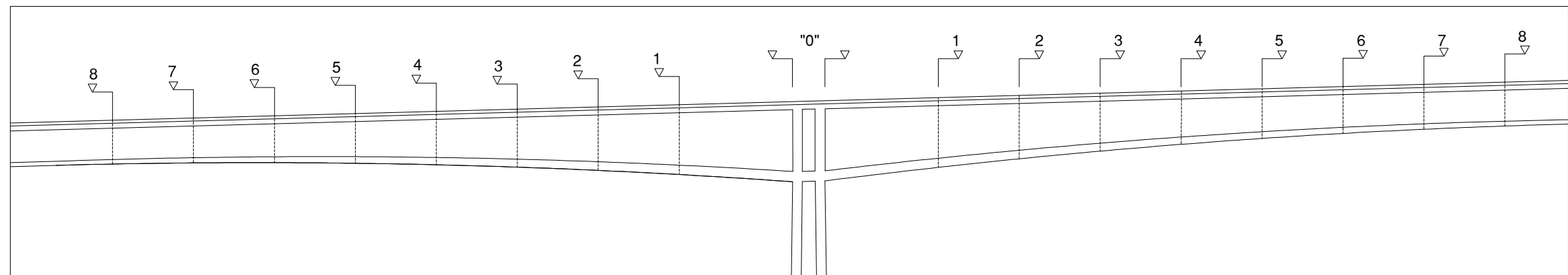
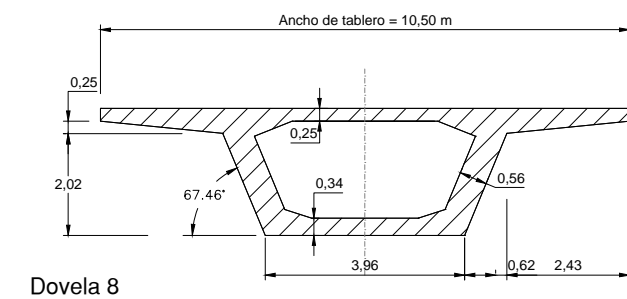
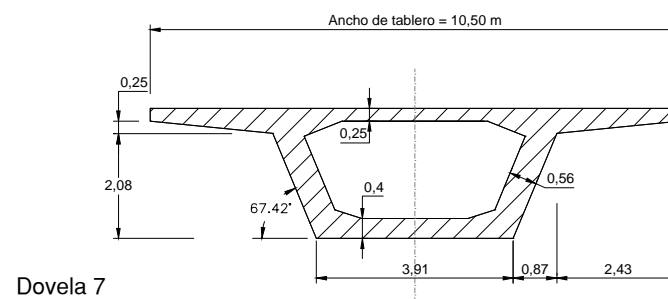
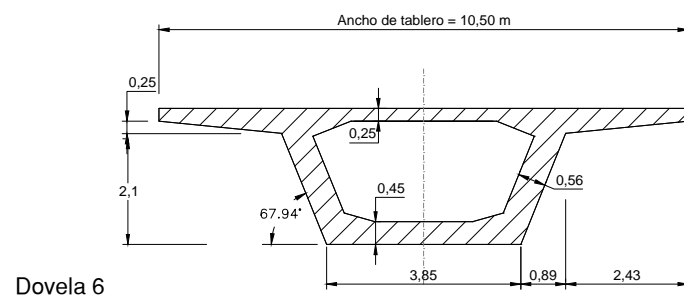
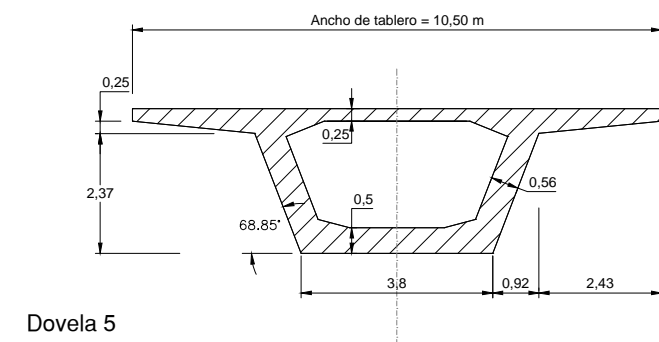
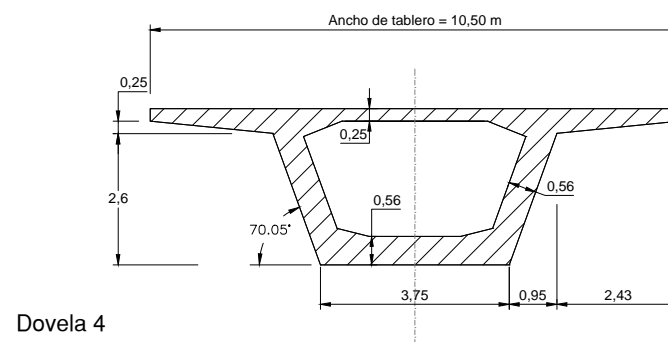
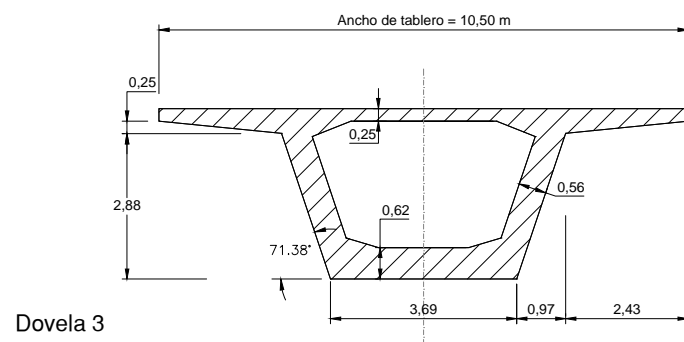
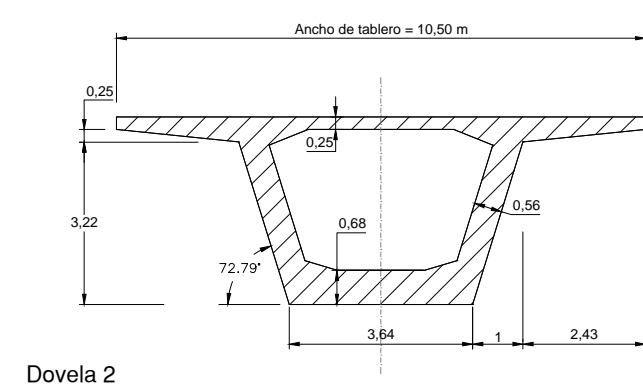
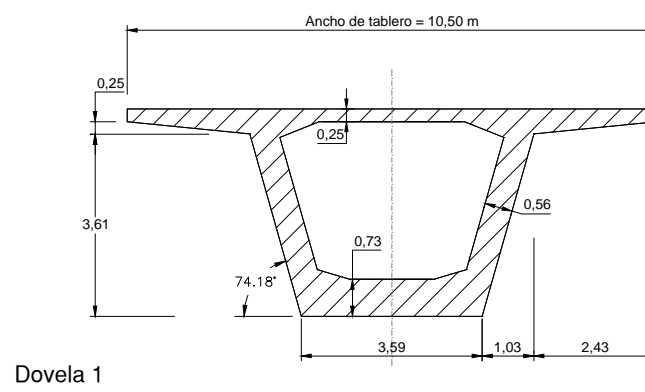
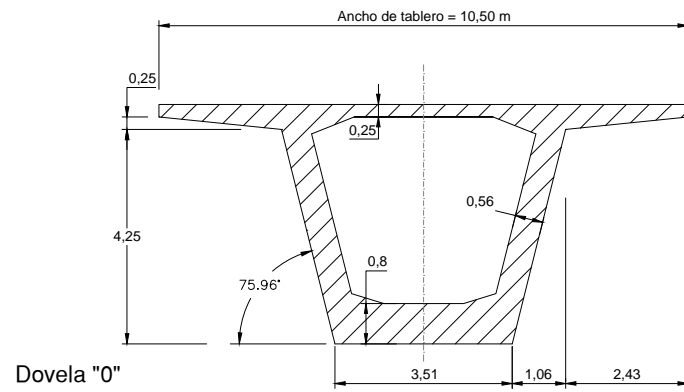
Nº DE PLANO  
5.2.3.3  
HOJA 1 DE 1



DOVELAS. GEOMETRÍA

Escala 1:150

Cotas en m



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:150

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
GEOMETRÍA DE LAS DOVELAS

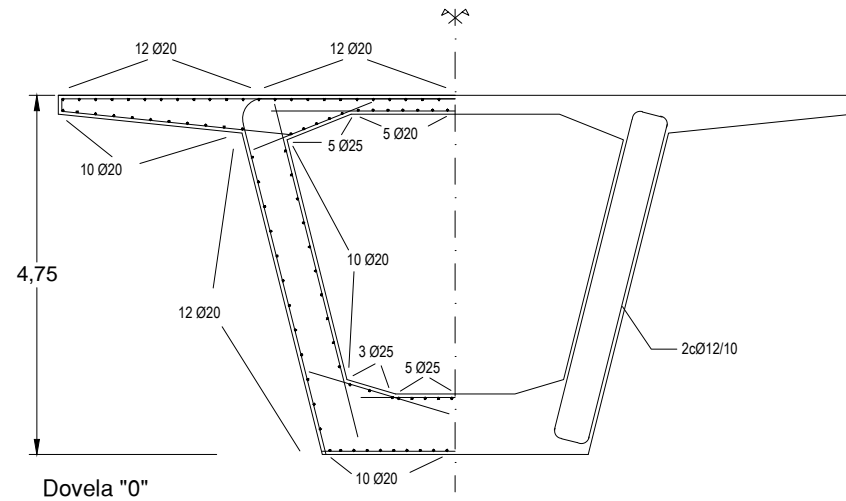
Nº DE PLANO  
5.2.3.4  
HOJA 1 DE 1

**DOVELAS. ARMADO**

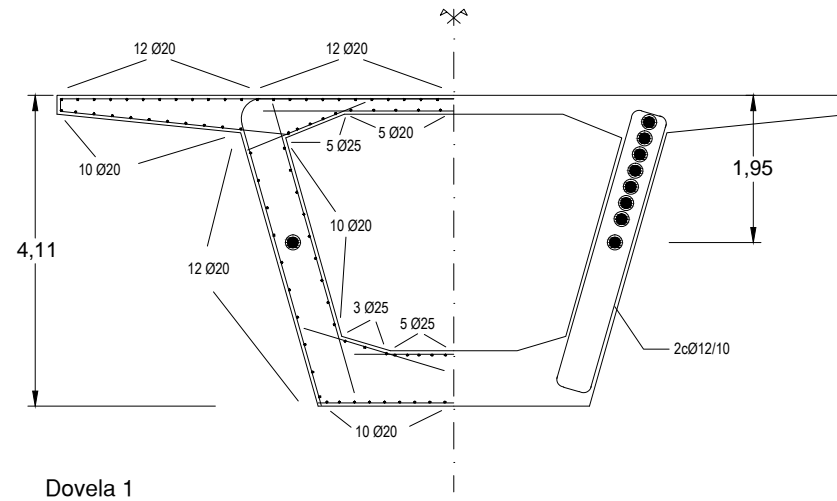
Escala 1:100  
Cotas en m

**CUADRO DE MATERIALES**

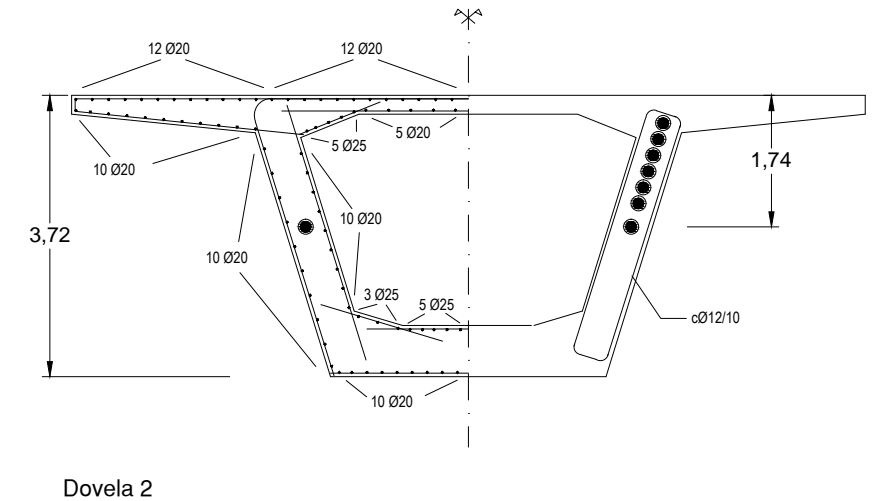
MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Hormigón estructural	Dovelas	HP-40/B/20/IIa	Normal	1,5
Acero pasivo	Dovelas	B500S	-	1,15
Acero activo	Dovelas	Y-1860-S	-	1,10



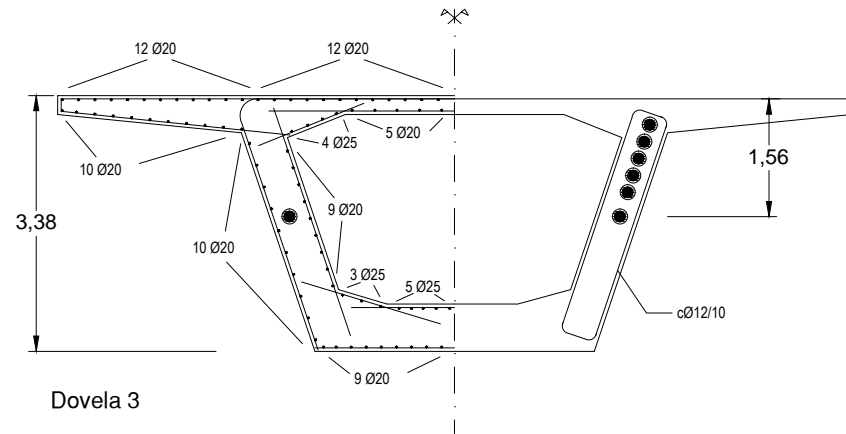
Dovela "0"



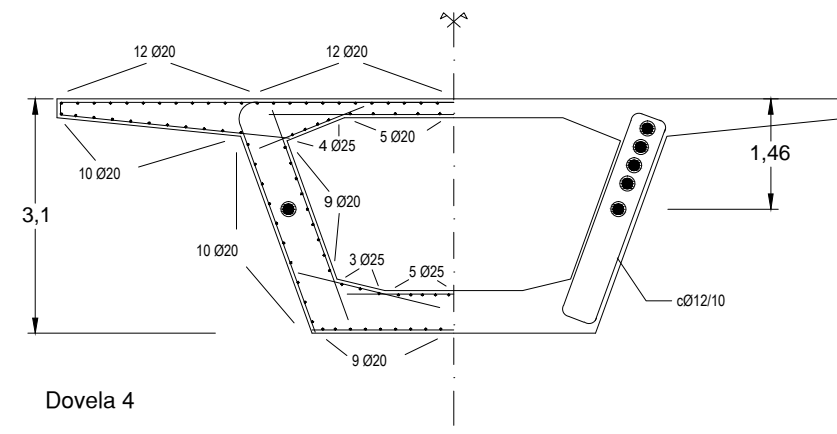
Dovela 1



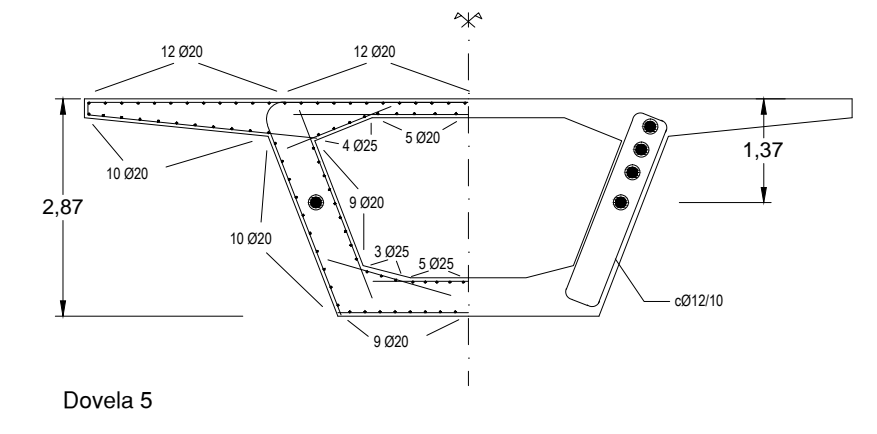
Dovela 2



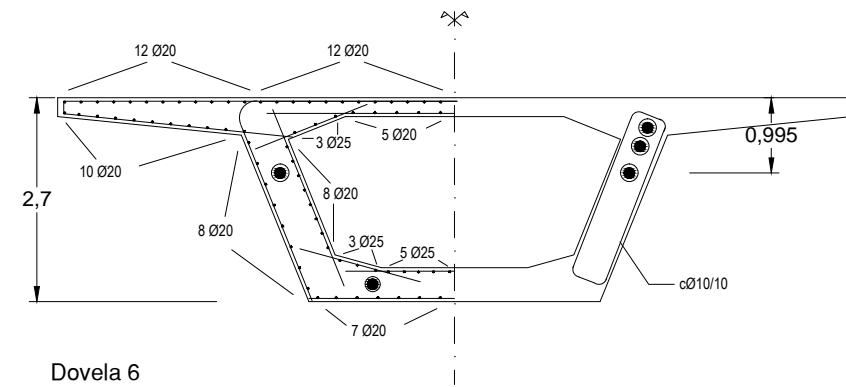
Dovela 3



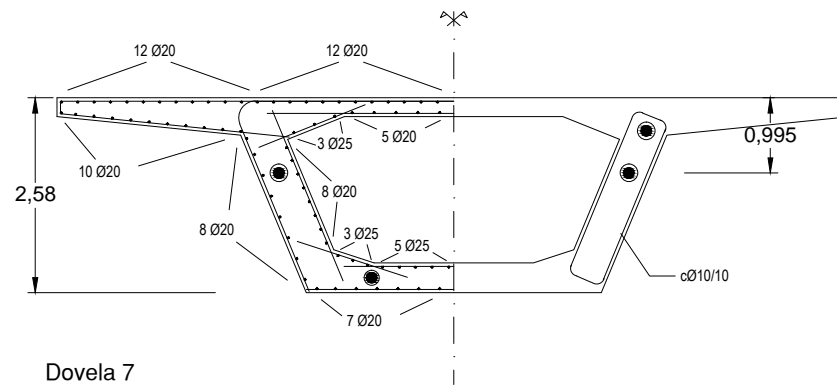
Dovela 4



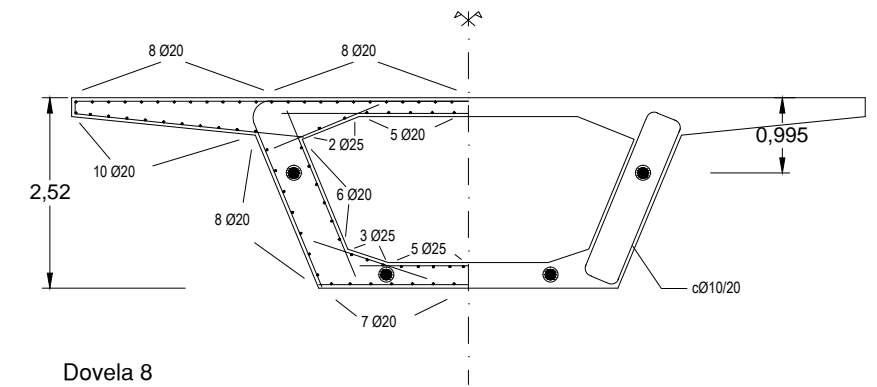
Dovela 5



Dovela 6



Dovela 7



Dovela 8



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:100

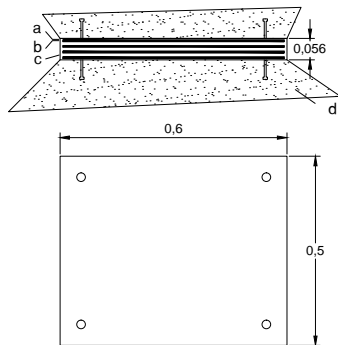
TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
ARMADO DE LAS DOVELAS

Nº DE PLANO  
5.2.3.5  
HOJA 1 DE 1

**ESTRIBO 1. GEOMETRÍA**

Escala 1:125  
Cotas en m

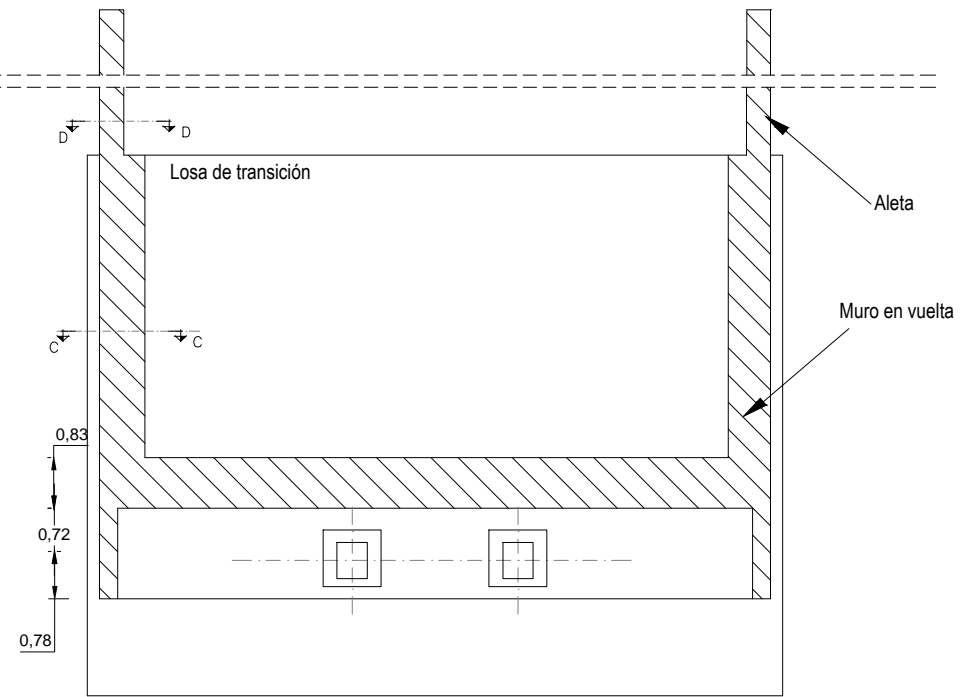
Detalle neopreno marca VSL de 500x600x54 mm  
Escala 1:20



a= 2,5 mm Lámina de neopreno  
b= 4,0 mm Lámina de acero  
c= 11 mm Lámina de neopreno  
d= mortero de nivelación

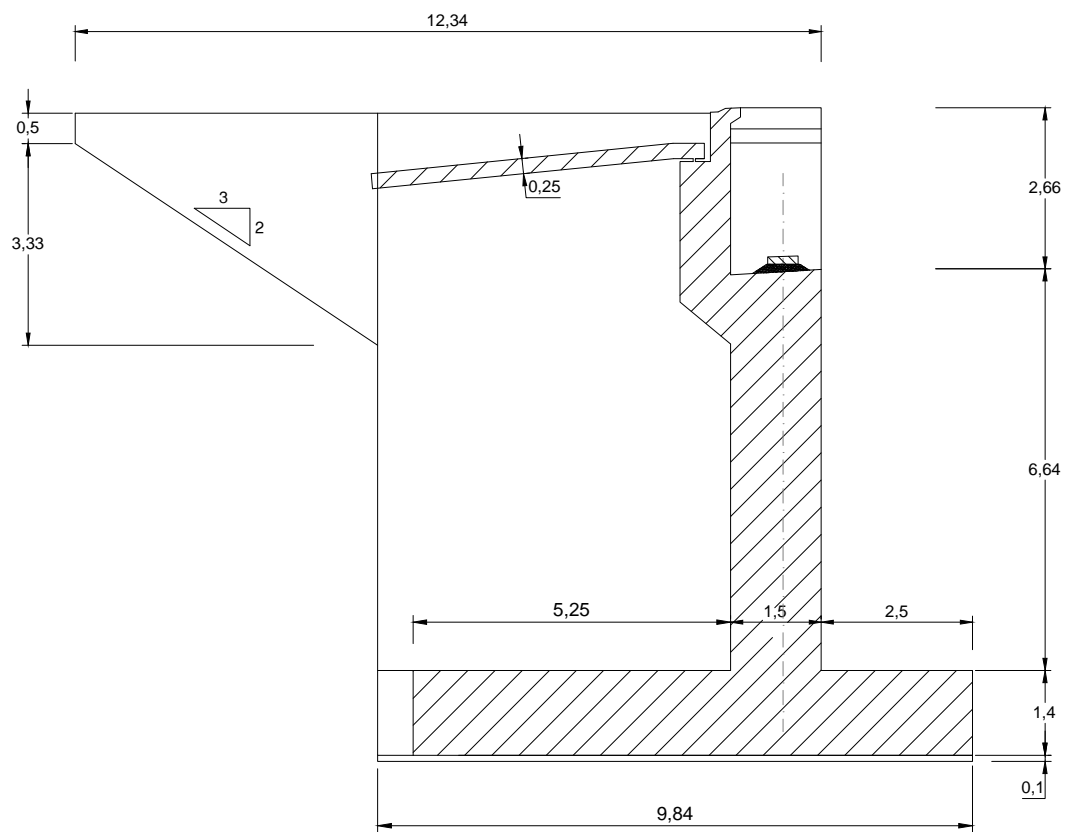
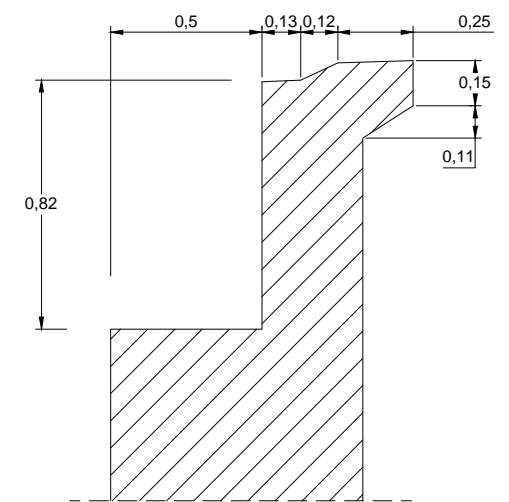
Detalle D.  
Ver plano  
5.2.3.9

Detalle C.  
Ver plano  
5.2.3.9

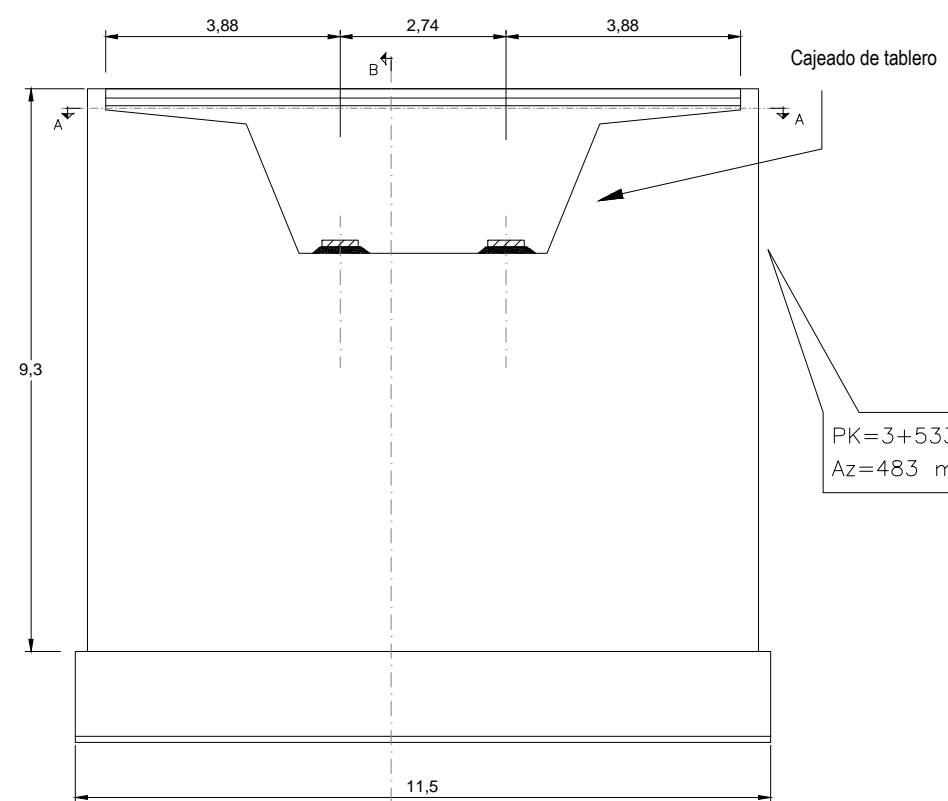


Planta seccionada A-A

Detalle murete de guarda. Geometría  
Escala 1:25



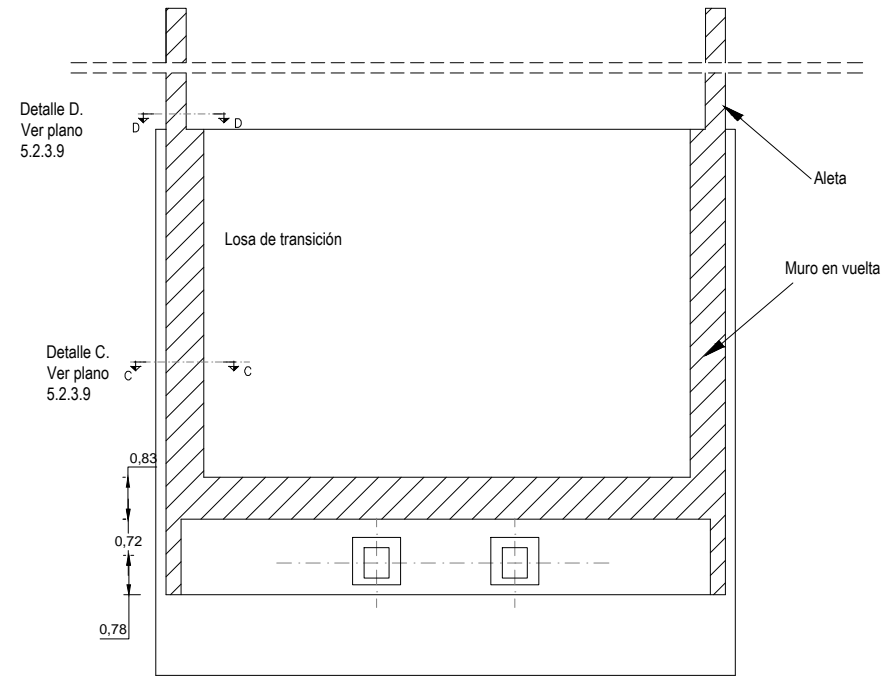
Sección lateral B-B



Alzado frontal

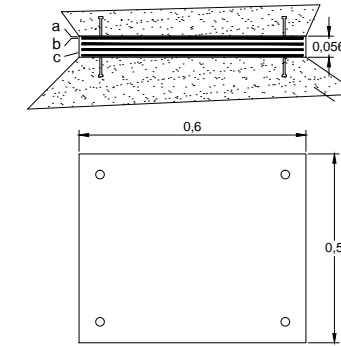
**ESTRIBO 2. GEOMETRÍA**

Escala 1:150  
Cotas en m



Planta seccionada A-A

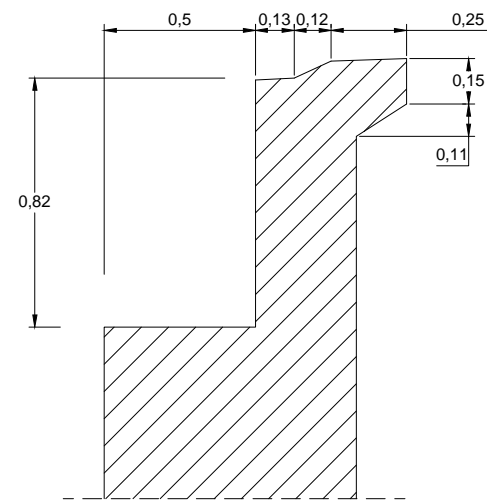
**Detalle neopreno marca VSL de 500x600x54 mm**  
Escala 1:20



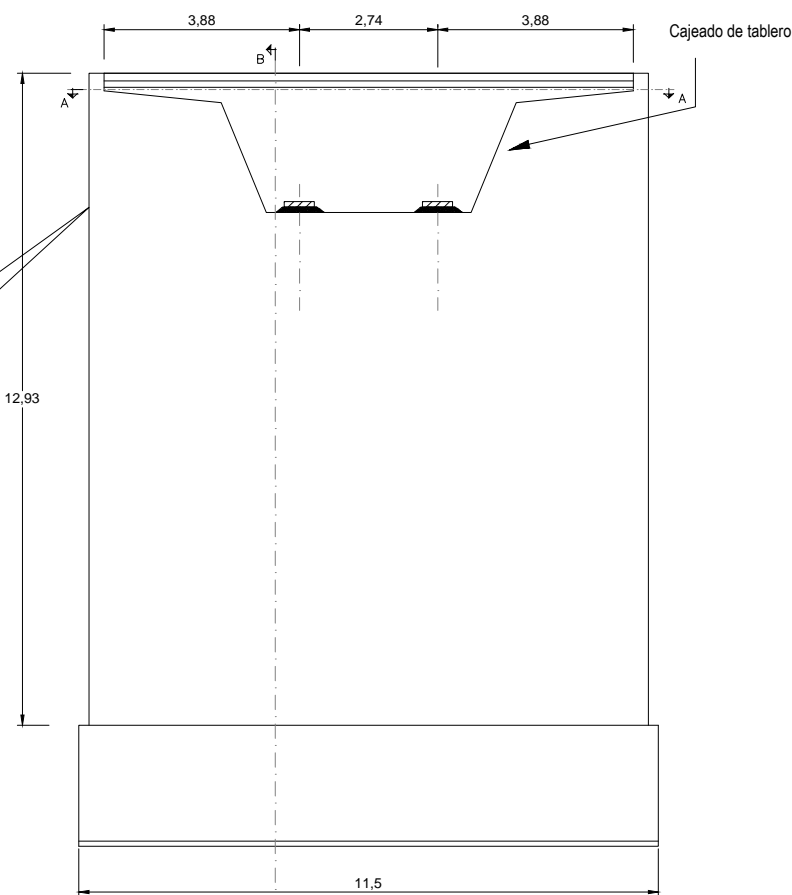
a= 2,5 mm Lámina de neopreno  
b= 4,0 mm Lámina de acero  
c= 11 mm Lámina de neopreno  
d= mortero de nivelación

**Detalle murete de guarda. Geometría**

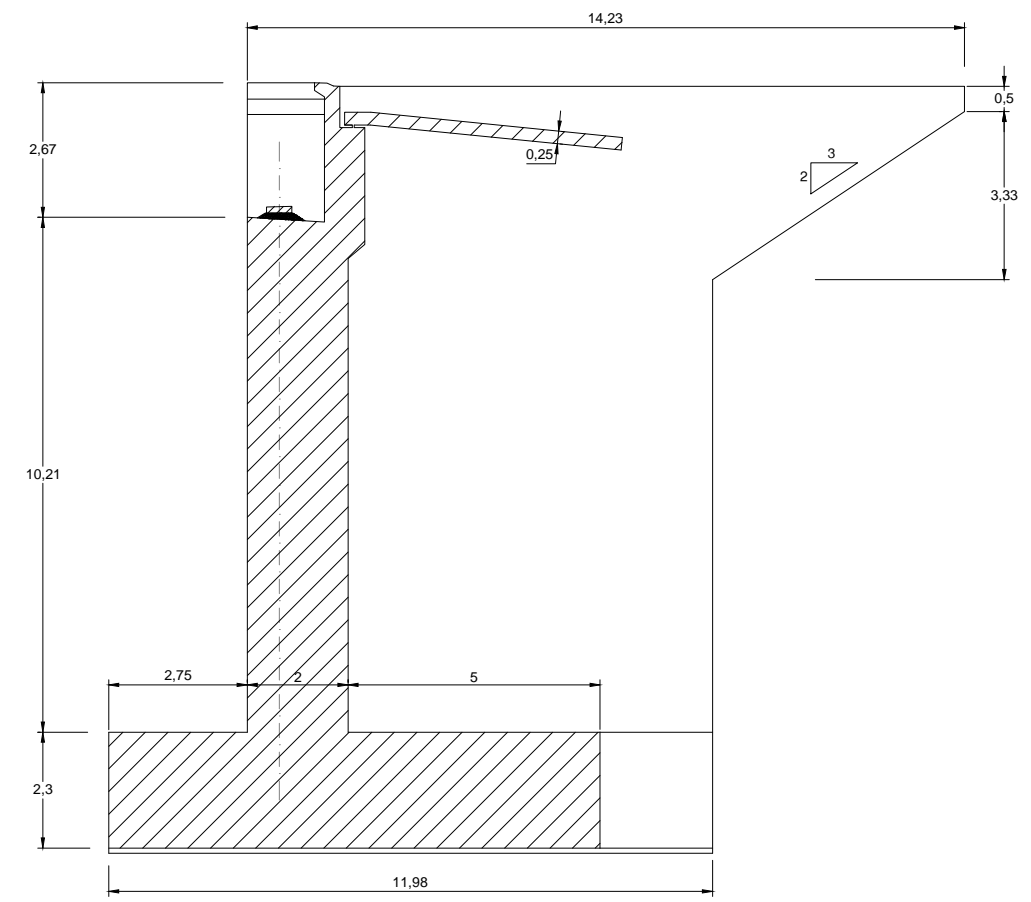
Escala 1:25



PK=3+738,66  
Az=488,46 msnm



Alzado frontal



Sección lateral B-B



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

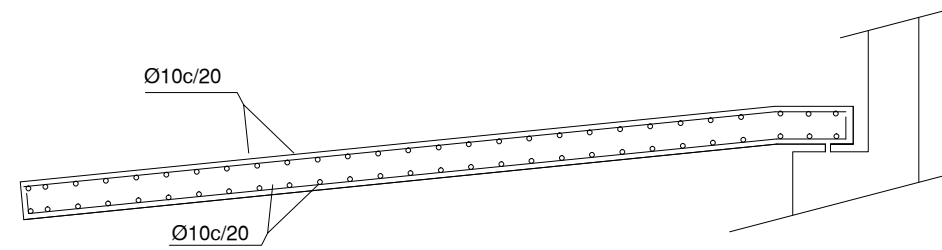
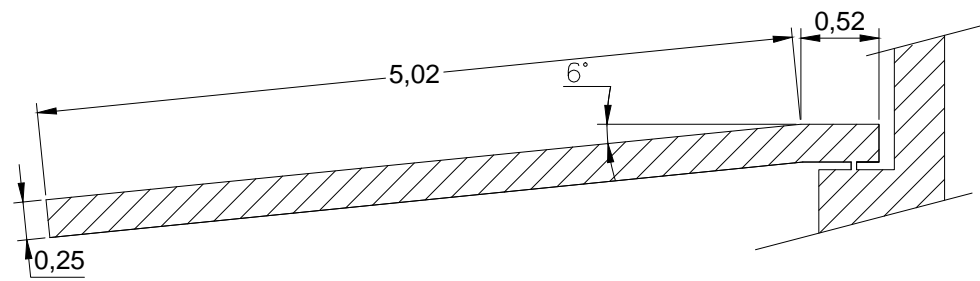
TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUEBTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
ESTRIBO 2. GEOMETRÍA

Nº DE PLANO  
5.2.3.7  
HOJA 1 DE 1

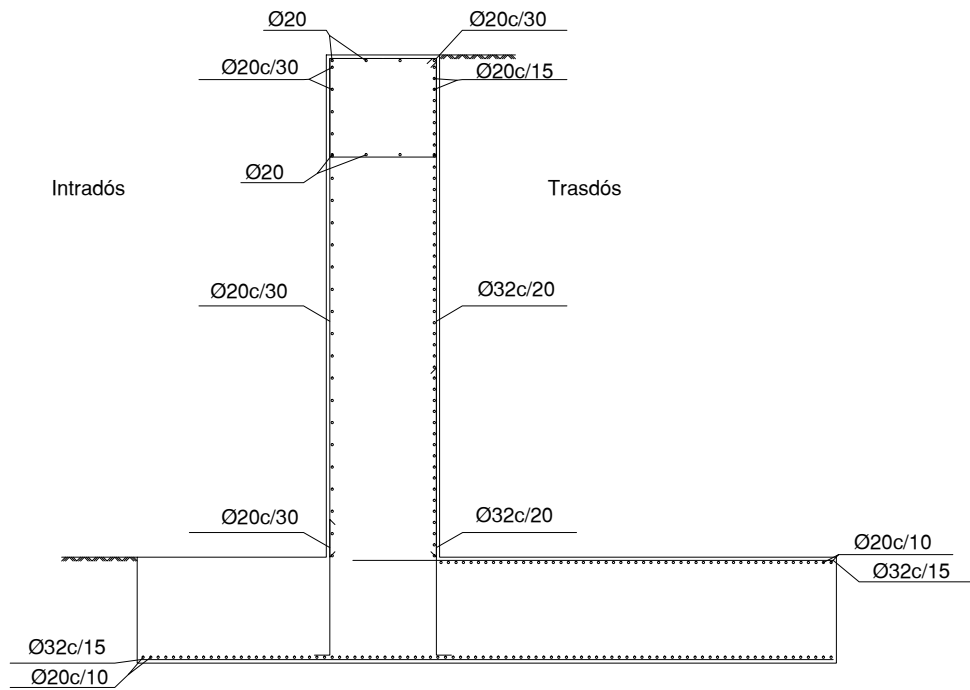
Murte de guarda. Armado en estribo 1 y 2  
Escala 1:100



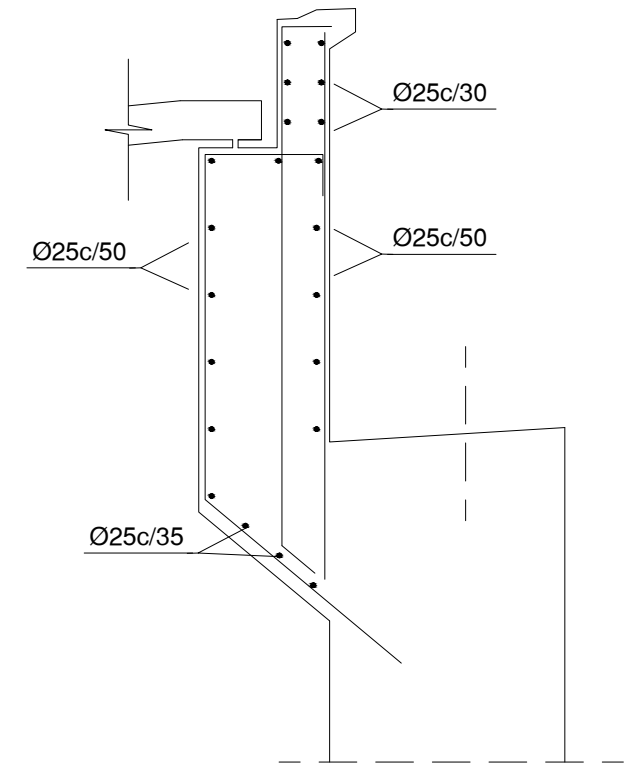
CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Hormigón estructural	Muro frontal	HA-35/B/20/IIa	Normal	1,5
	Losa transición	HA-20/B/15/IIa	Normal	1,5
Hormigón de limpieza	Capa de limpieza	HL-15	Normal	-
Acero pasivo	Muro frontal	B500S	-	1,15
	Losa de transición	B500S	-	1,15

Muro frontal. Armado (hasta murete de guarda)  
Escala 1:100

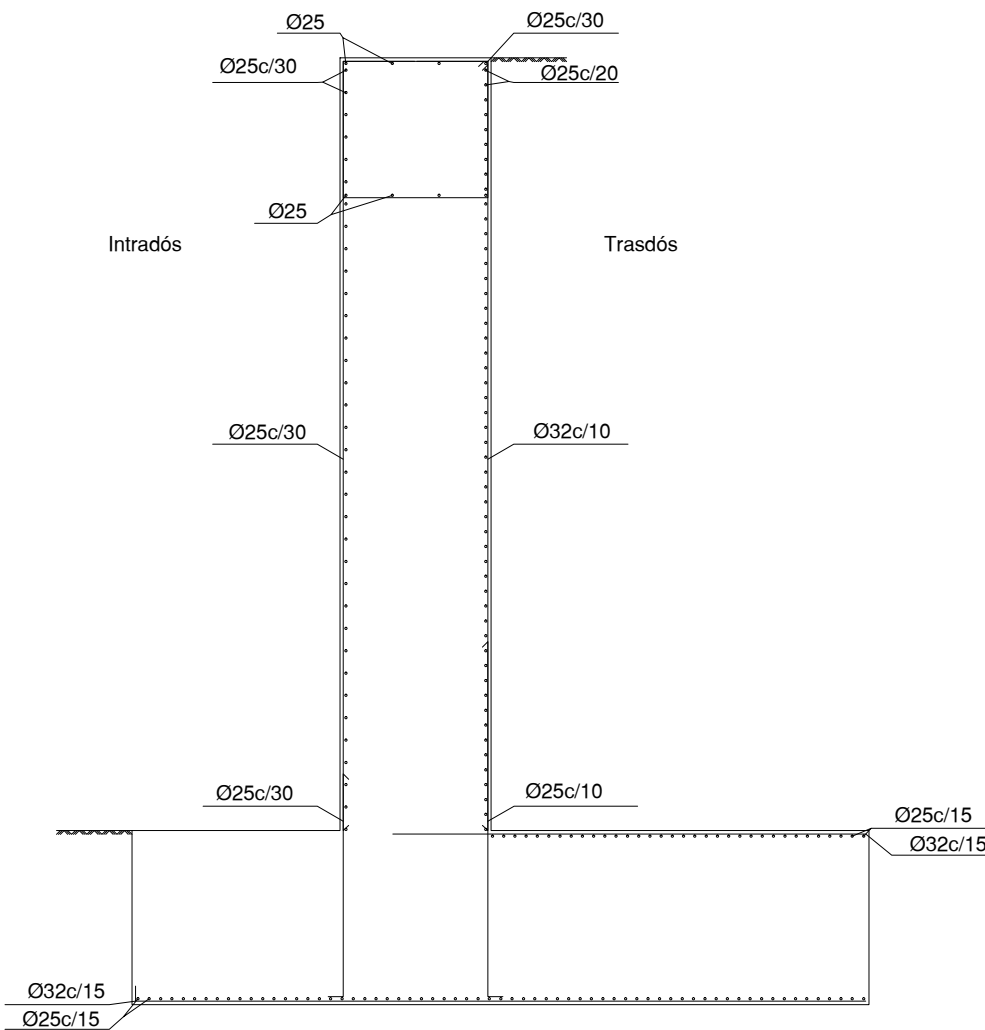


Murete de guarda. Armado  
Escala 1:50



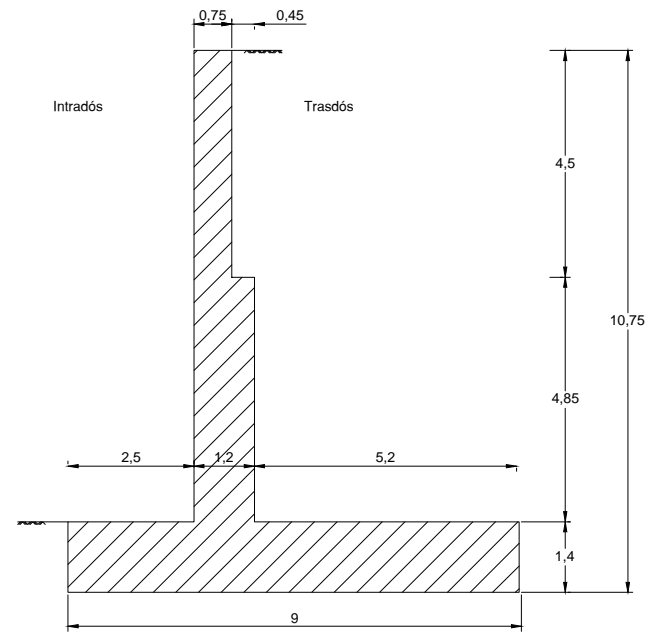
Muro frontal. Estribo 1. Armado

Muro frontal. Estribo 2. Armado

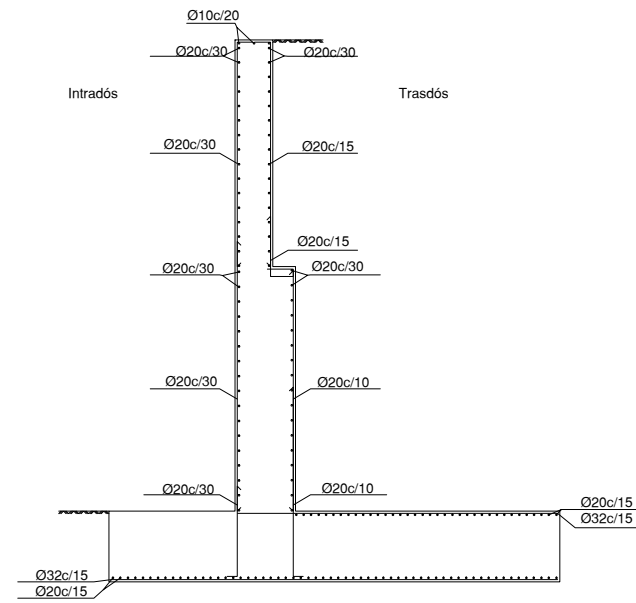


# Muro en vuelta. Estribos. Geometría y armado

Escala 1:150



Sección C-C. Muro en vuelta estribo 1. Geometría



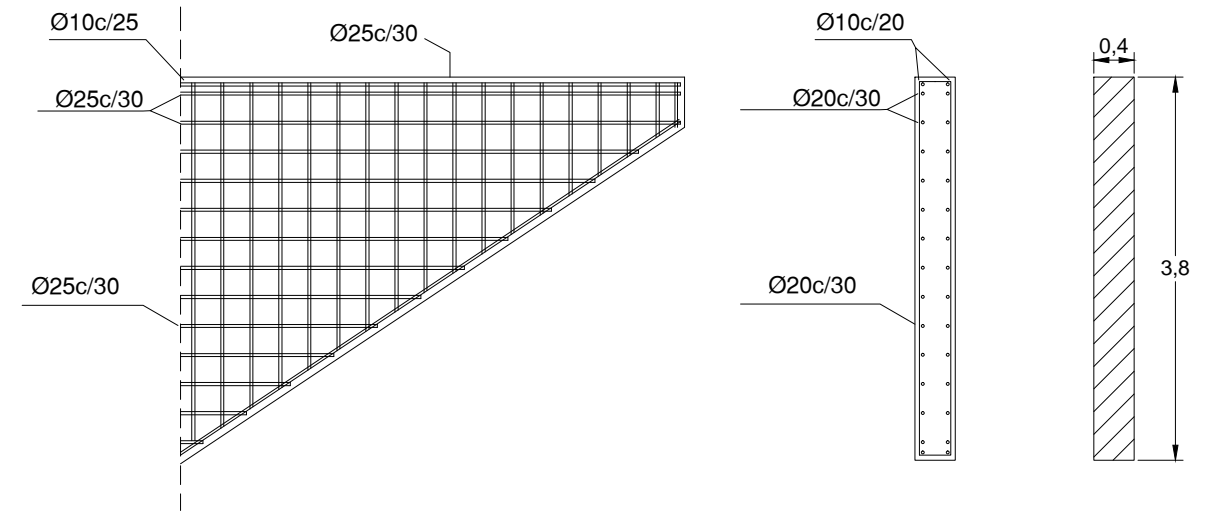
Sección C-C. Muro en vuelta estribo 1. Armado

## CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Hormigón estructural	Muro de vuelta y aleta	HA-35/B/20/IIa	Normal	1,5
Hormigón de limpieza	Capa de limpieza	HL-15	Normal	-
Acero pasivo	Muro de vuelta y aleta	B500S	-	1,15

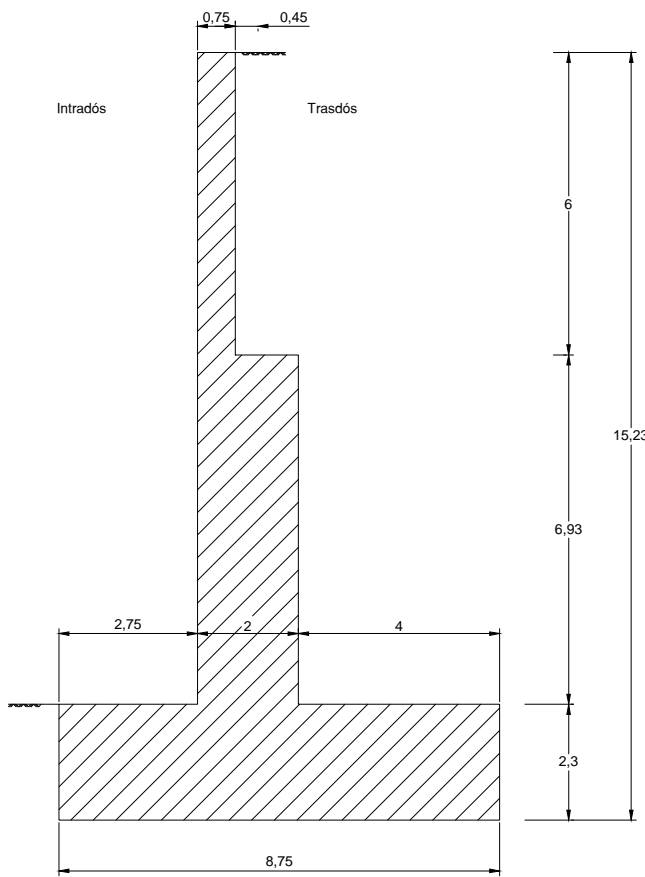
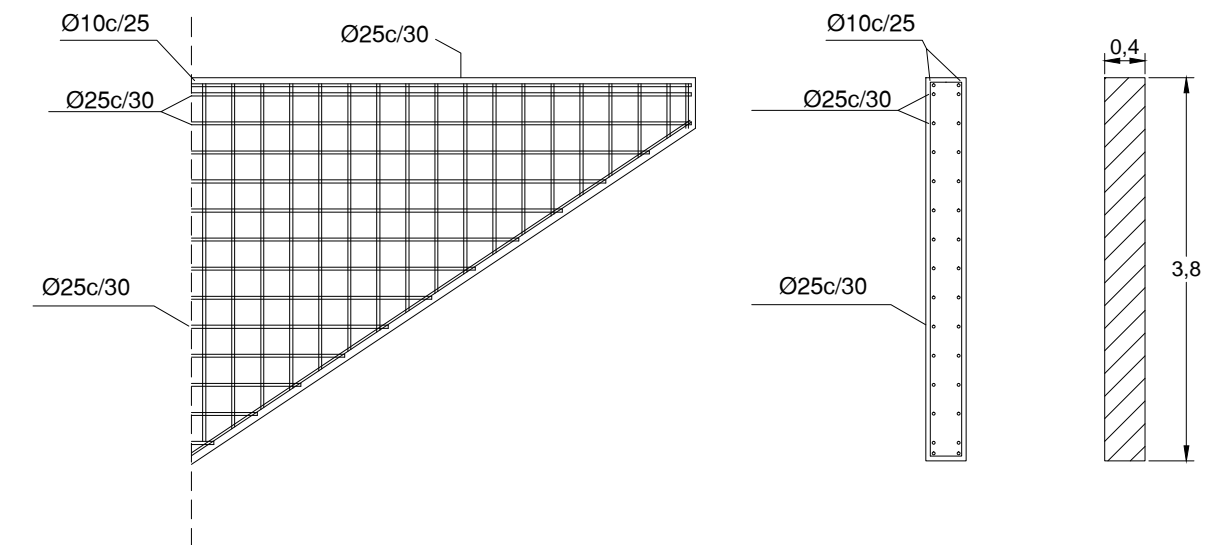
## Sección D-D. Aleta estribo 1. Armado

Escala 1:75

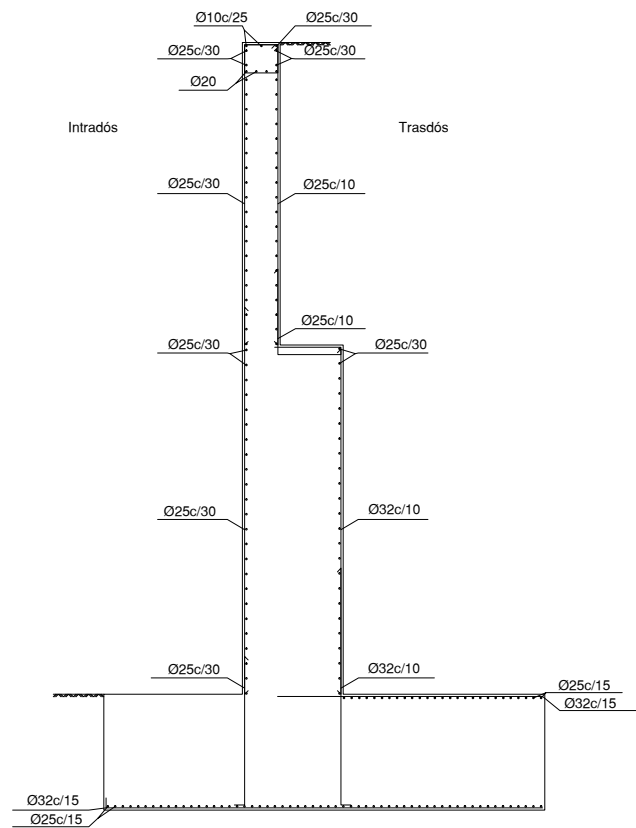


## Sección D-D. Aleta estribo 2. Armado

Escala 1:75



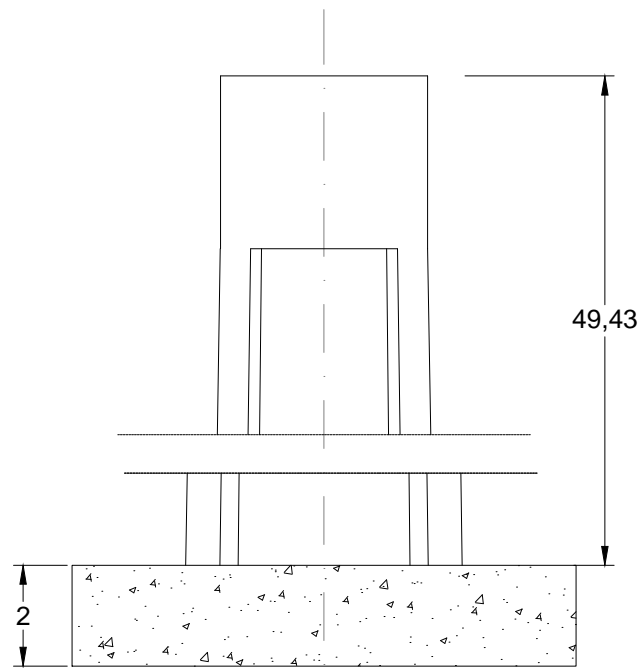
Sección C-C. Muro en vuelta estribo 2. Geometría



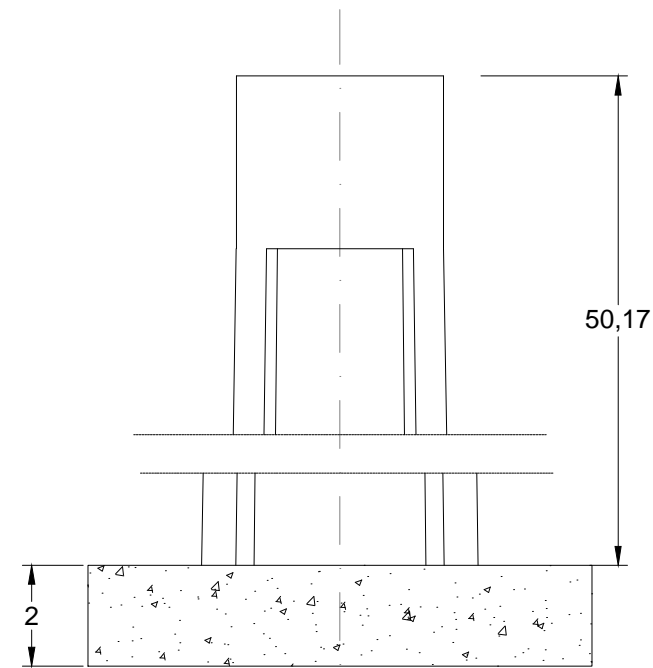
Sección C-C. Muro en vuelta estribo 2. Armado



PILAS Y CIMENTACIONES. GEOMETRÍA  
Escala 1:150



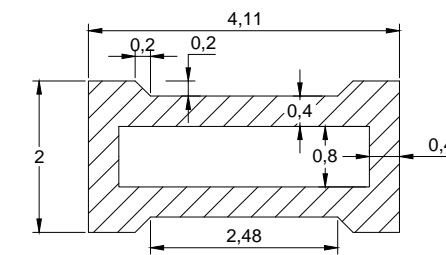
Alzado pila 1 y zapata



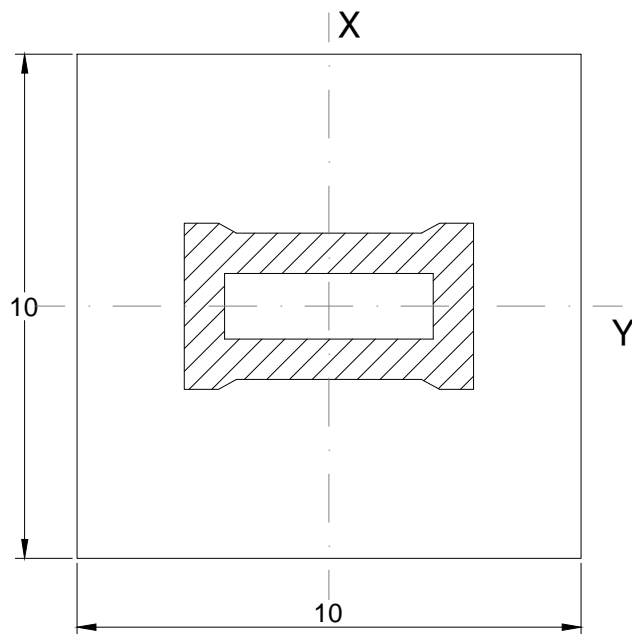
Alzado pila 2 y zapata

Pila	Altura hasta terreno	Altura hasta zapata
1	45,43	49,43
2	46,17	50,17

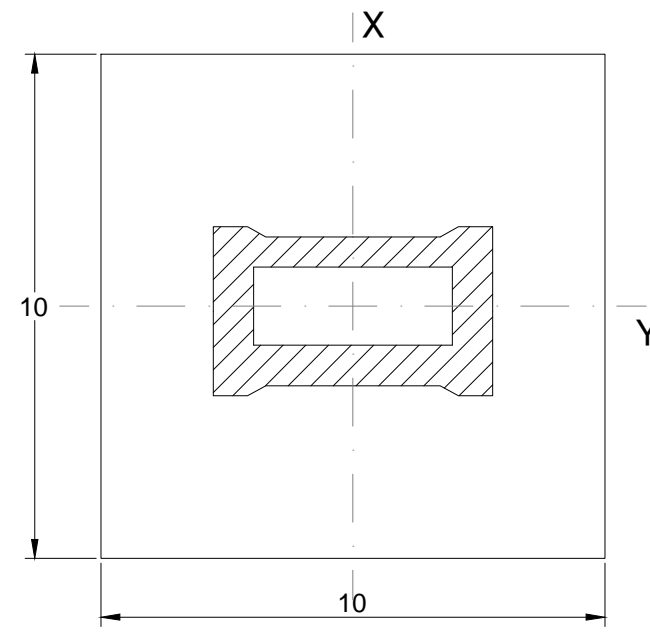
SECCIONES PILAS 1 Y 2  
Escala 1:100



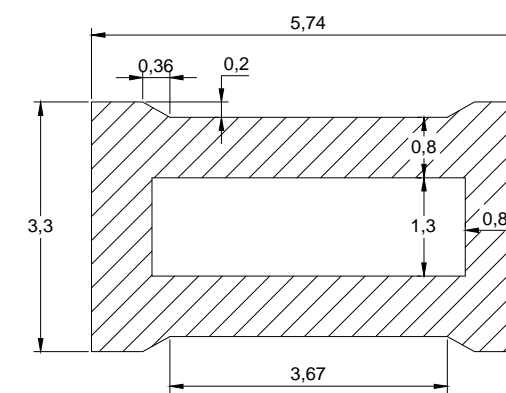
Sección pila en cabeza



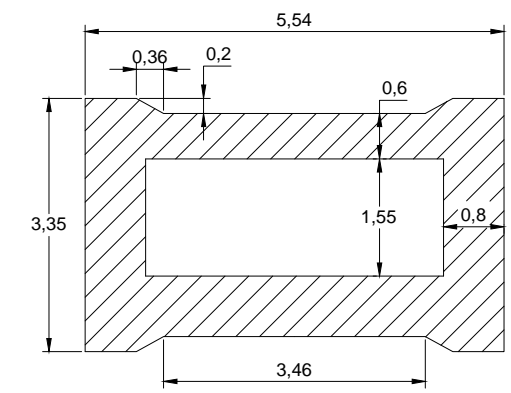
Planta zapata pila 1 (sección arranque pila)



Planta zapata pila 2 (sección arranque pila)



Sección arranque pila 1

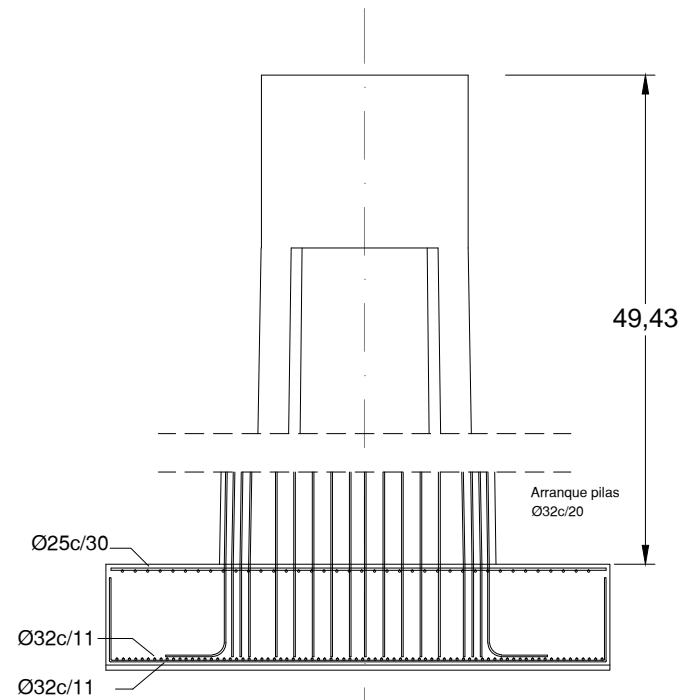


Sección arranque pila 2

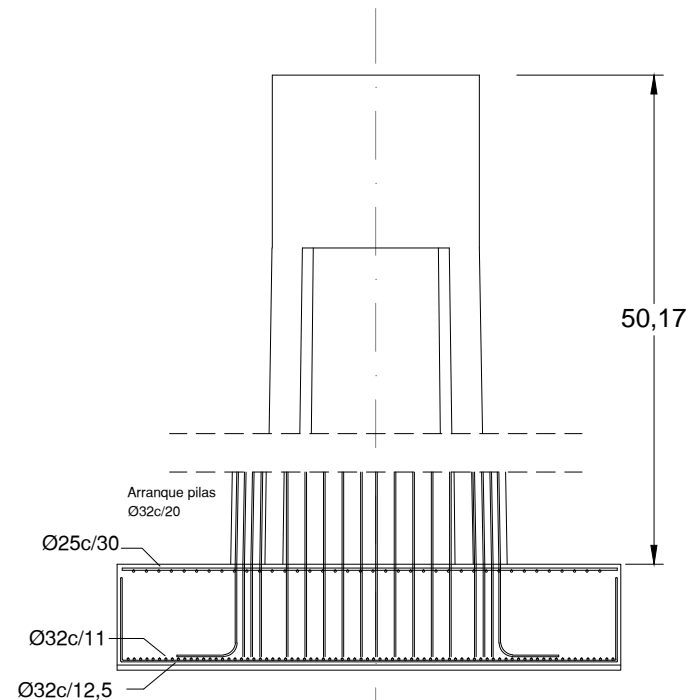


PILAS Y CIMENTACIONES. ARMADO

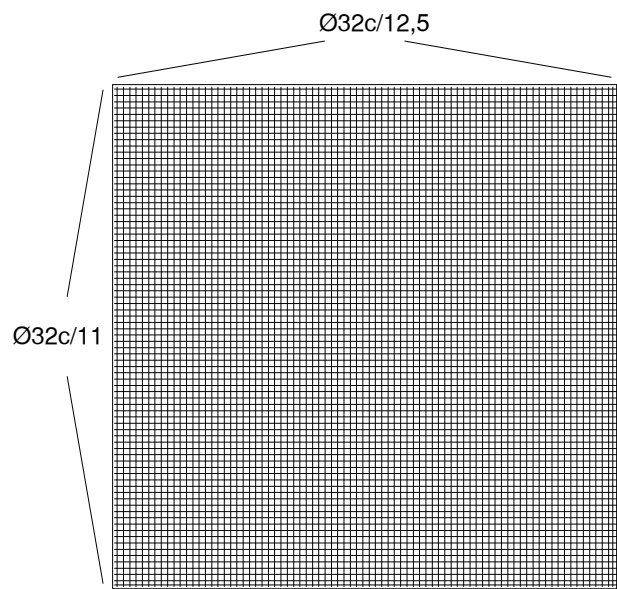
Escala 1:150



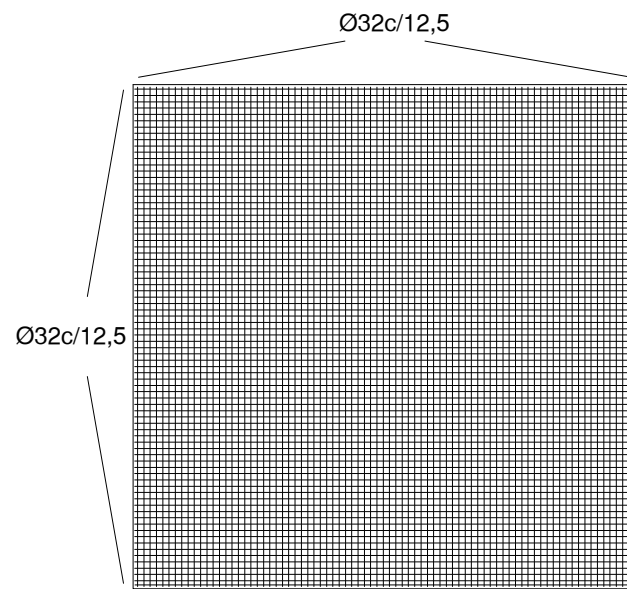
Alzado armado zapata 1



Alzado armado zapata 2



Planta armado zapata 1. Parrila inferior



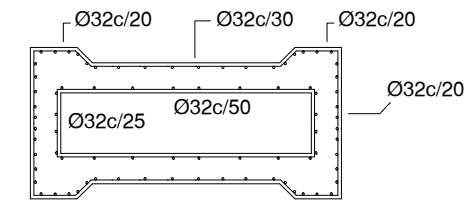
Planta armado zapata 2. Parrila inferior

CUADRO DE MATERIALES

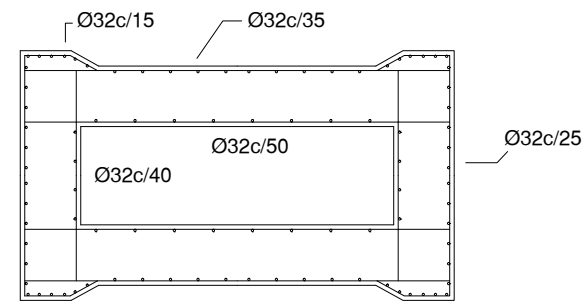
MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Hormigón estructural	Pilas	HA-30/B/30/IIb	Normal	1,5
	Cimentación	HA-25/B/20/Qb	Normal	1,5
Hormigón de limpieza	Capa de limpieza	HL-15	Normal	-
Acero pasivo	Pilas	B500S	-	1,15
	Cimentación	B500S	-	1,15

SECCIONES PILAS 1 Y 2

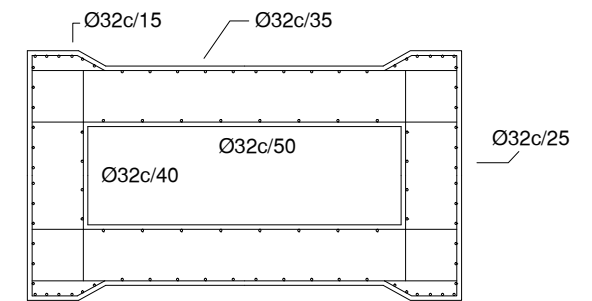
Escala 1:100



Sección pila en cabeza



Sección arranque pila 1



Sección arranque pila 2





# CABLE PRETENSADO. GEOMETRÍA

Escala 1:200

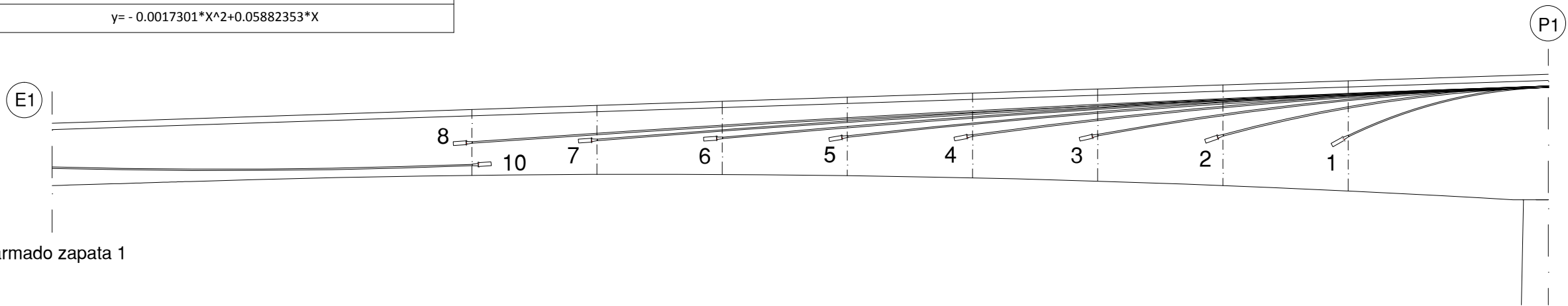
## CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Hormigón estructural	Dovelas	HP-40/B/20/IIa	Normal	1,5
Acero pasivo	Dovelas	B500S	-	1,15
Acero activo	Dovelas	Y-1860-SD	-	1,10

Trazado de las vainas (y0)= centro de la sección de anclaje y origen de ordenadas (x0)= Placa de anclaje situada a menor PK	
Familia	Ecuación
1	$y = -0.02304688 \cdot X^2 + 0.36875 \cdot X$
2	$y = -0.00748521 \cdot X^2 + 0.19461538 \cdot X$
3	$y = -0.00334877 \cdot X^2 + 0.12055556 \cdot X$
4	$y = -0.001862 \cdot X^2 + 0.08565217 \cdot X$
5	$y = -0.00114158 \cdot X^2 + 0.06392857 \cdot X$
6	$y = -0.00044077 \cdot X^2 + 0.02909091 \cdot X$
7	$y = -0.00033241 \cdot X^2 + 0.02526316 \cdot X$
8	$y = -0.0002596 \cdot X^2 + 0.02232558 \cdot X$
9	$y = -0.01753233 \cdot X^2 - 0.41025641 \cdot X$
10	$y = -0.0017301 \cdot X^2 + 0.05882353 \cdot X$

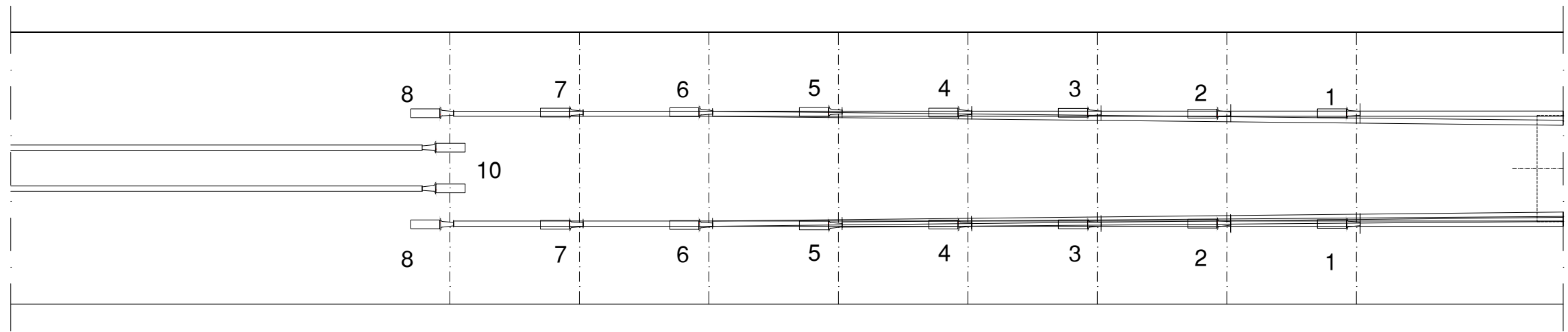
### TESADO:

ALARGAMIENTO 6.197 mm/m
Pérdidas instantáneas 10%
Pérdidas diferidas. 20%
Días hasta resistencia característica: 2 días



Alzado armado zapata 1

Continúa en plano 5.2.3.13



Alzado armado zapata 1



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:200

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUEBTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
CABLE PRETENSADO. GEOMETRÍA

Nº DE PLANO  
5.2.3.12

HOJA 1 DE 1

# CABLE PRETENSADO. GEOMETRÍA

Escala 1:200

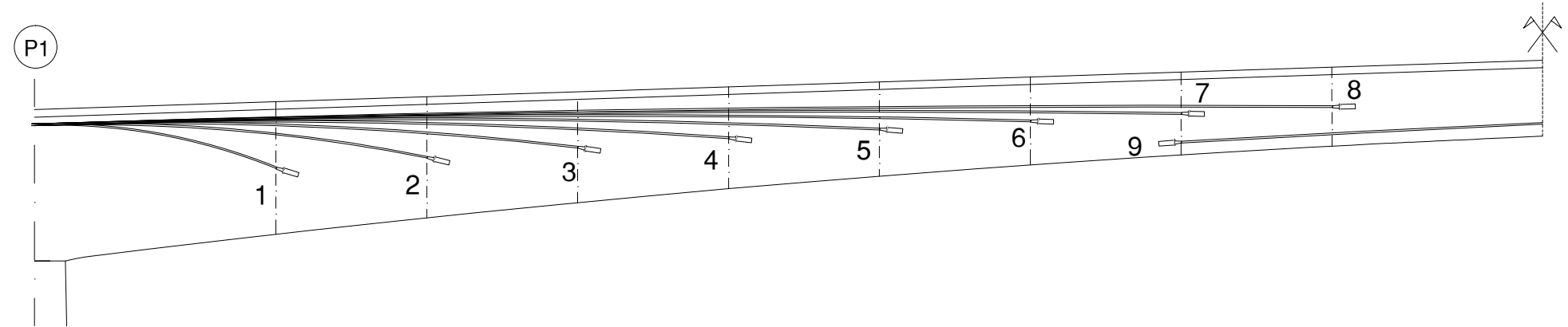
## CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Hormigón estructural	Pilas	HA-30/B/30/IIb	Normal	1,5
	Cimentación	HA-25/B/20/Qb	Normal	1,5
Hormigón de limpieza	Capa de limpieza	HL-15	Normal	-
Acero pasivo	Pilas	B500S	-	1,15
	Cimentación	B500S	-	1,15

Familia	Ecuación
1	$y = -0.02304688 \cdot X^2 + 0.36875 \cdot X$
2	$y = -0.00748521 \cdot X^2 + 0.19461538 \cdot X$
3	$y = -0.00334877 \cdot X^2 + 0.12055556 \cdot X$
4	$y = -0.001862 \cdot X^2 + 0.08565217 \cdot X$
5	$y = -0.00114158 \cdot X^2 + 0.06392857 \cdot X$
6	$y = -0.00044077 \cdot X^2 + 0.02909091 \cdot X$
7	$y = -0.00033241 \cdot X^2 + 0.02526316 \cdot X$
8	$y = -0.0002596 \cdot X^2 + 0.02232558 \cdot X$
9	$y = -0.01753233 \cdot X^2 + 0.41025641 \cdot X$

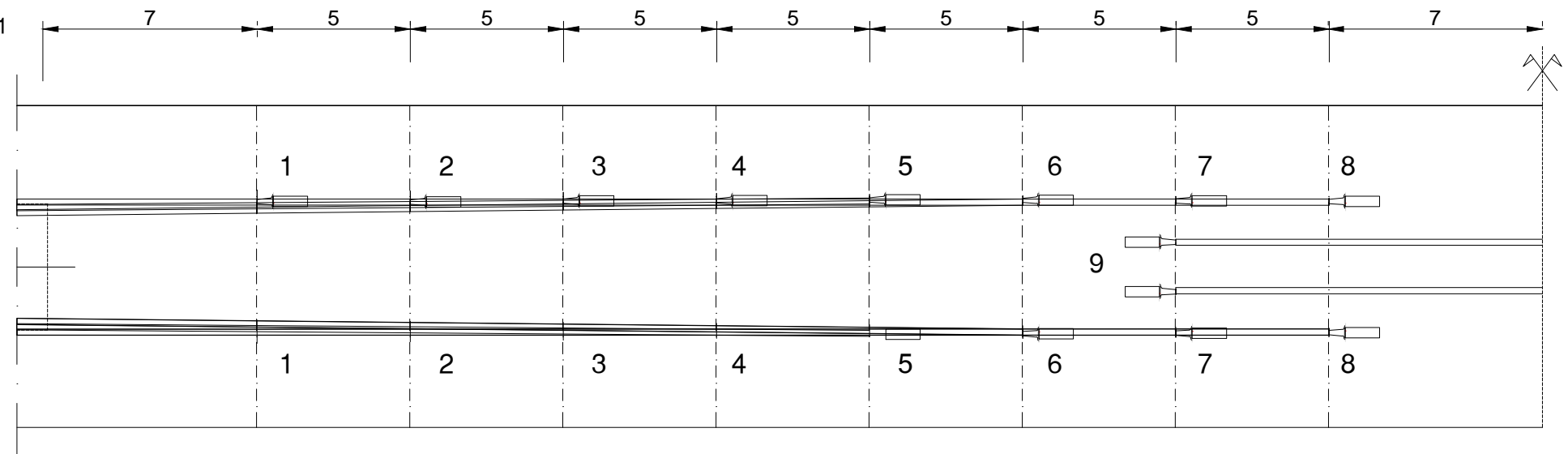
### TESADO:

ALARGAMIENTO 6.197 mm/m
Pérdidas instantáneas 10%
Pérdidas diferidas. 20%
Días hasta resistencia característica: 2 días



Alzado armado zapata 1

Viene de plano 5.2.3.12



Alzado armado zapata 1



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:200

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUEBTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
CABLE PRETENSADO. GEOMETRÍA

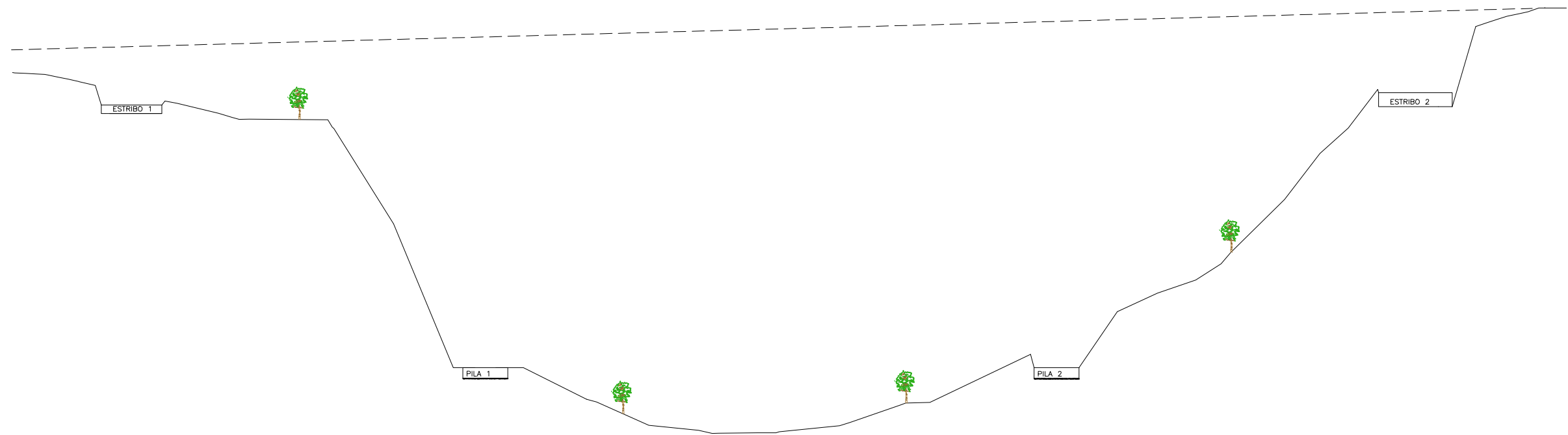
Nº DE PLANO  
5.2.3.13

HOJA 1 DE 1

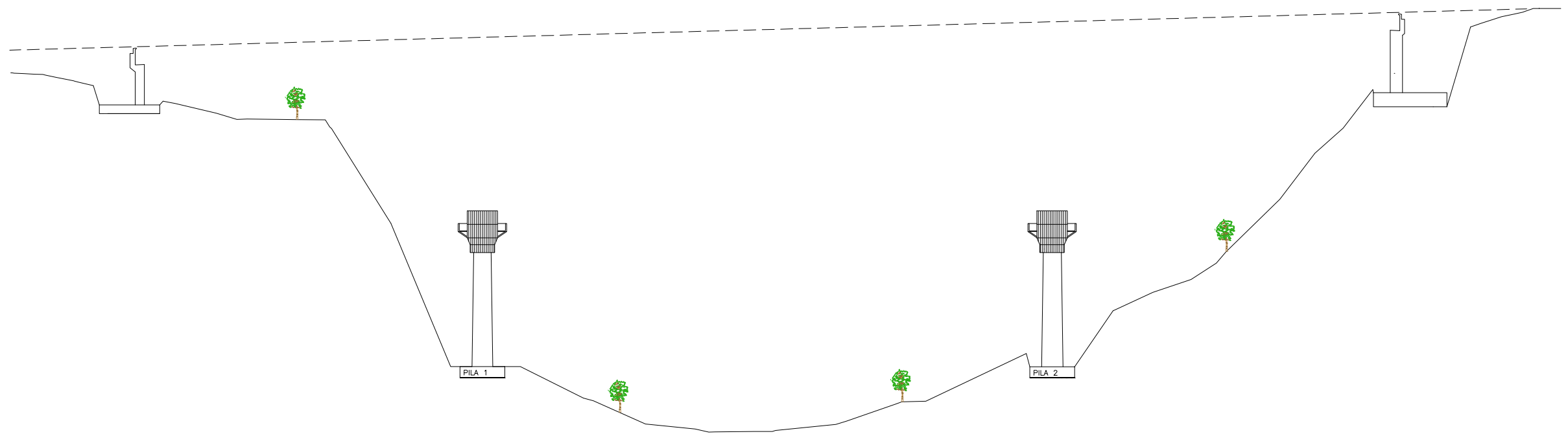
PROCESO CONSTRUCTIVO

Escala 1:800

1. Ejecución de cimentaciones en estribos y pilas



2. Ejecución de pilas 1 y 2 mediante encofrado trepante



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
1:800

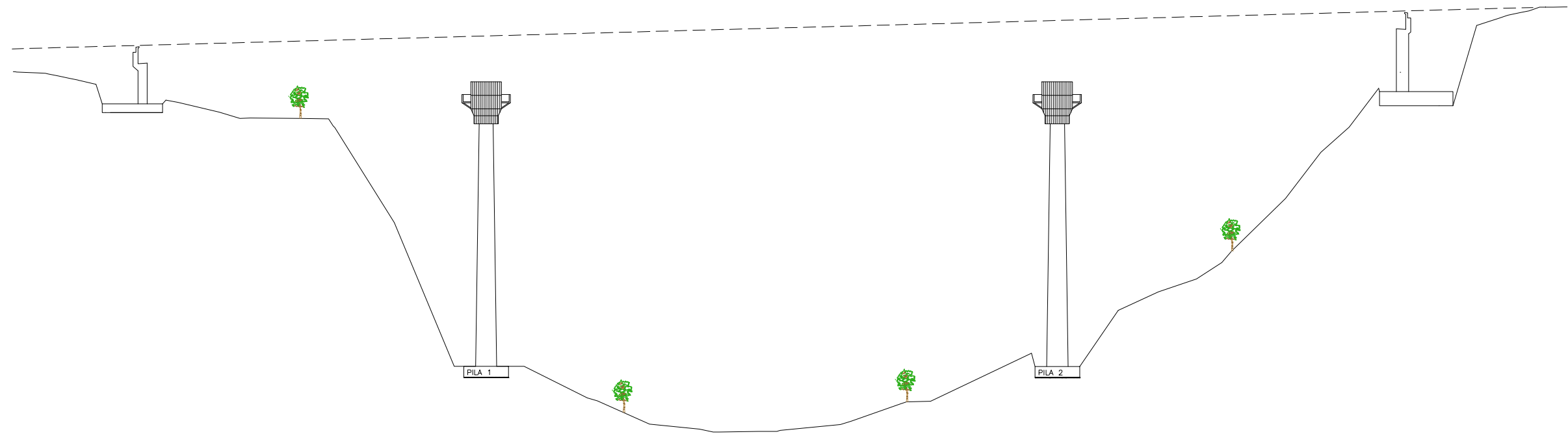
TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
PROCESO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO  
5.2.3.14  
HOJA 1 DE 7

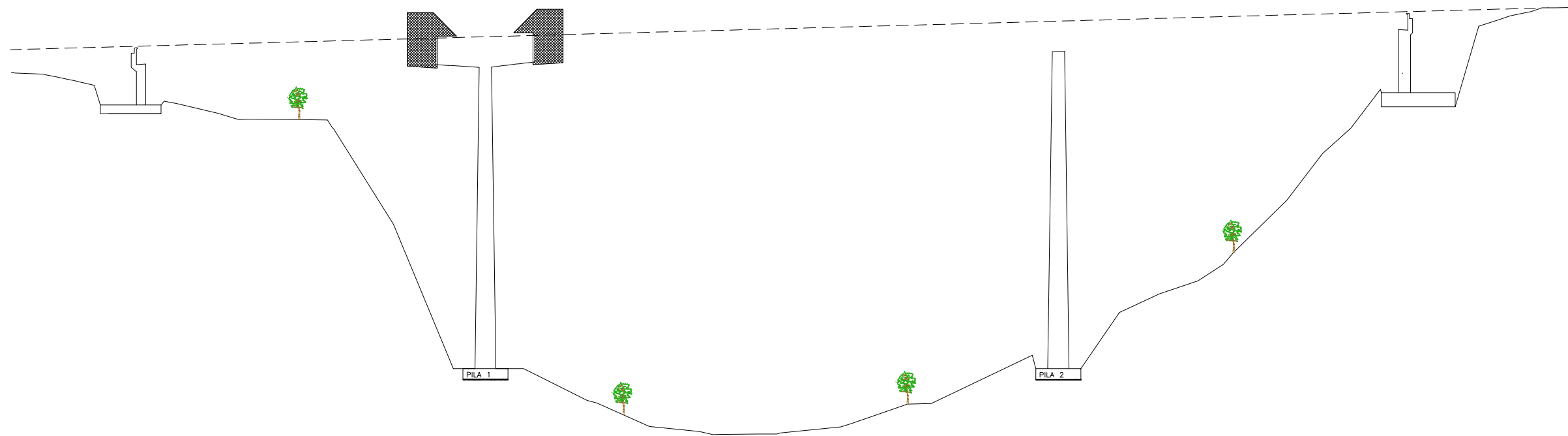
PROCESO CONSTRUCTIVO

Escala 1:800

3. Ejecución de pilas mediante encofrado trepante



4. Ejecución de dovela "0" o de pila y pilas 1 y 2, mediante carro de avance



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

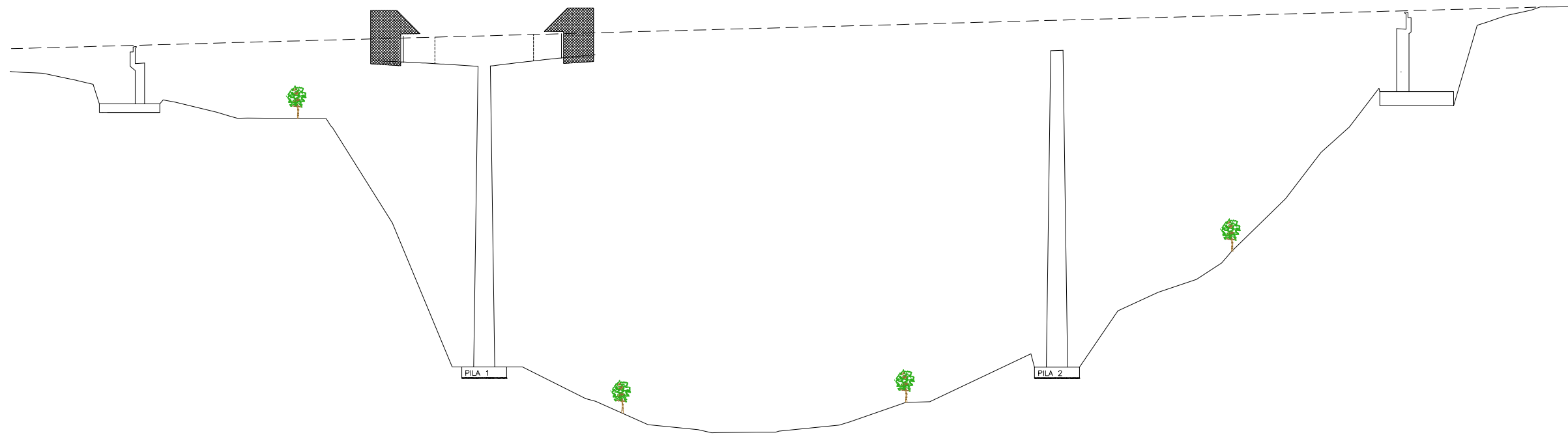
TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
PROCESO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO  
5.2.3.14  
HOJA 2 DE 7

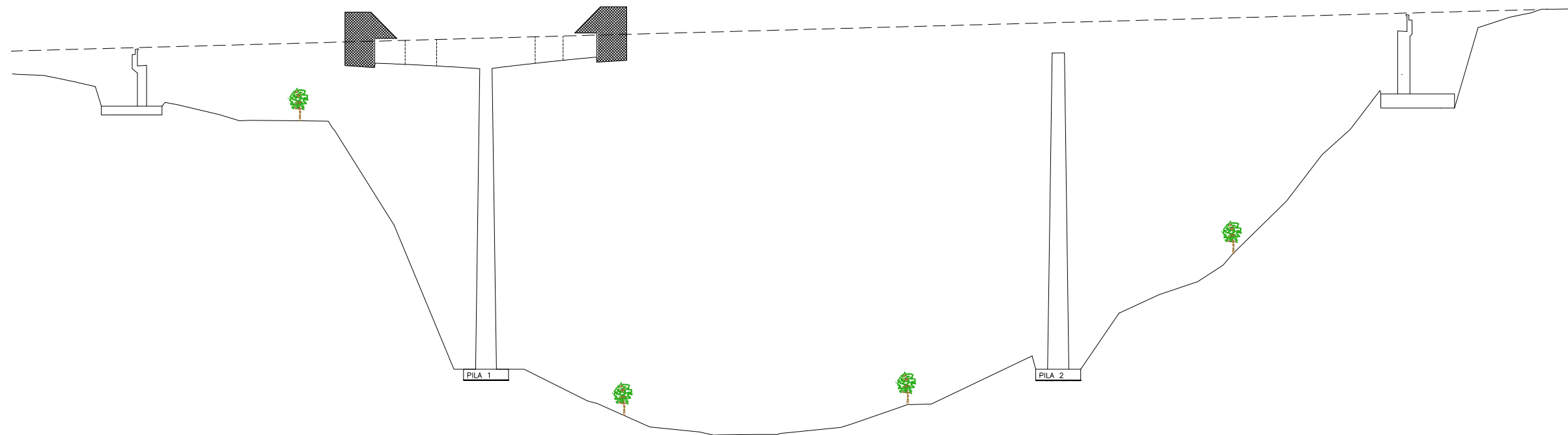
PROCESO CONSTRUCTIVO

Escala 1:800

5. Ejecución de dovela 3, mediante carro de avance



6. Ejecución de dovela 4, mediante carro de avance



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

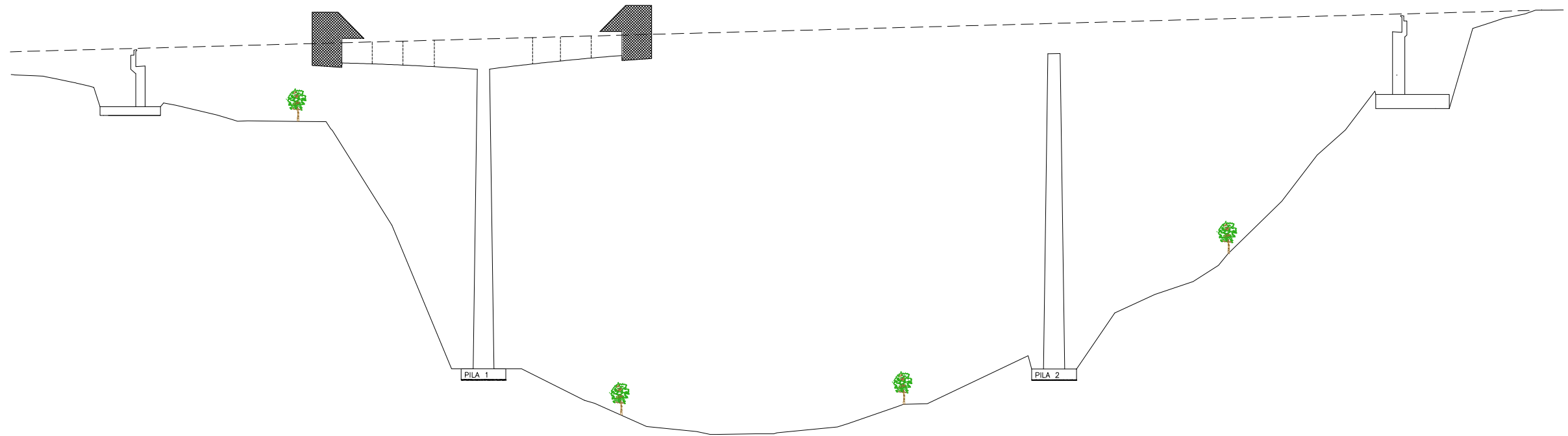
TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
PROCESO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO  
5.2.3.14  
HOJA 3 DE 7

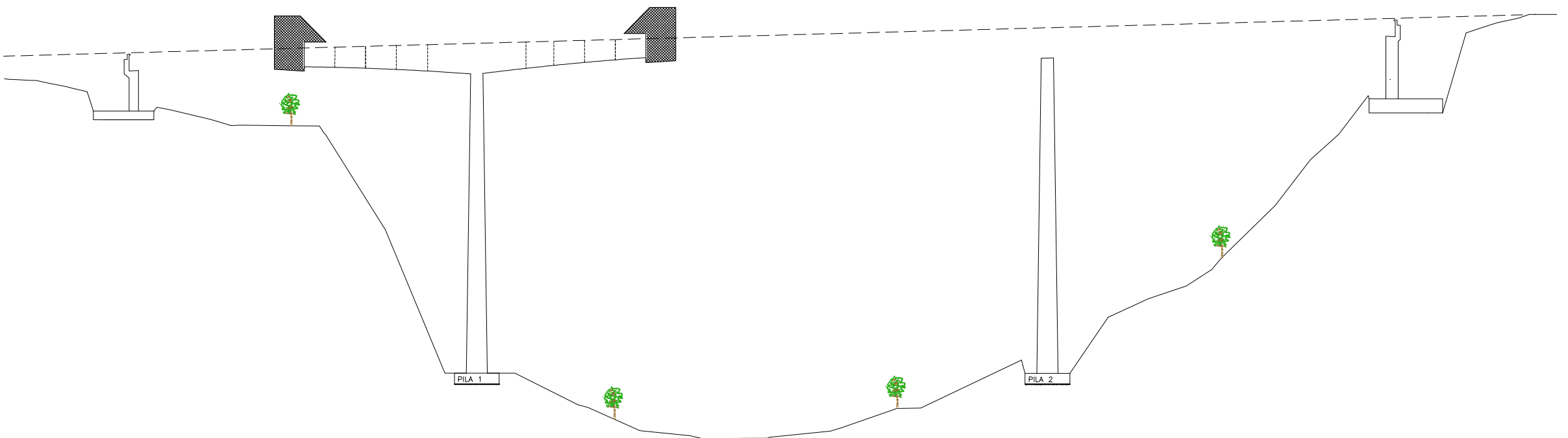
PROCESO CONSTRUCTIVO

Escala 1:800

7. Ejecución de dovela 5, mediante carro de avance



8. Ejecución de dovela 6, mediante carro de avance



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
PROCESO CONSTRUCTIVO

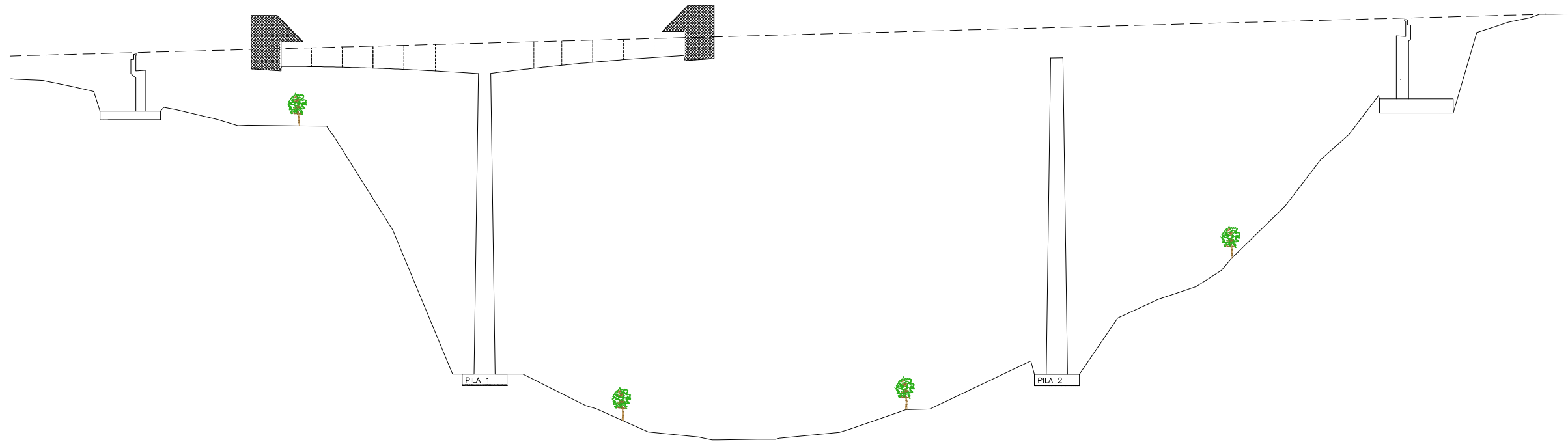
Nº DE PLANO  
5.2.3.14

HOJA 4 DE 7

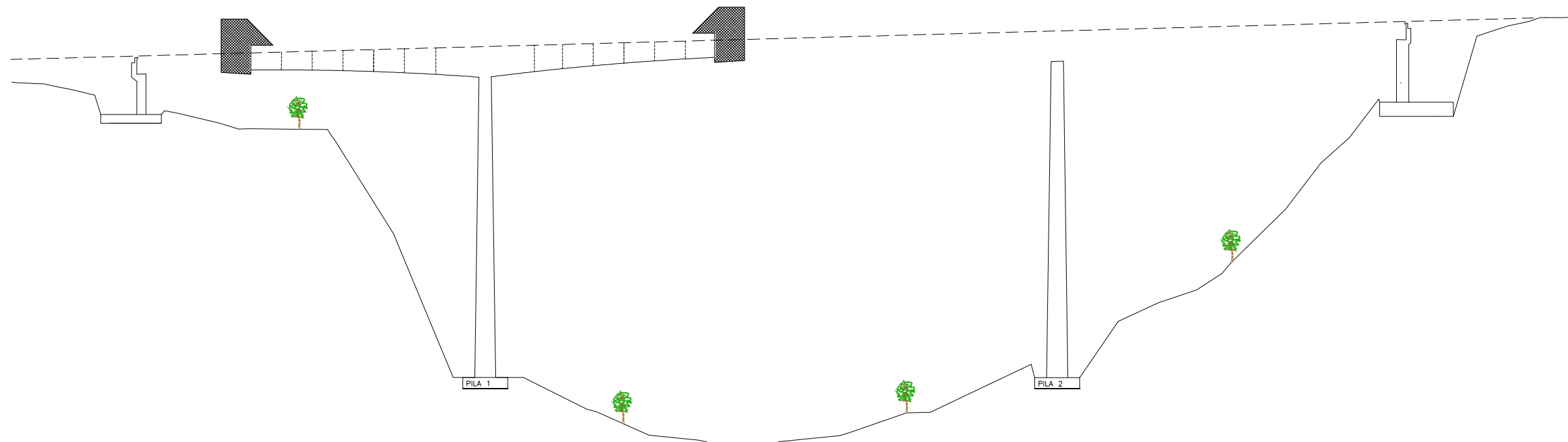
PROCESO CONSTRUCTIVO

Escala 1:800

9. Ejecución de dovela 7, mediante carro de avance



10. Ejecución de dovela 8, mediante carro de avance



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

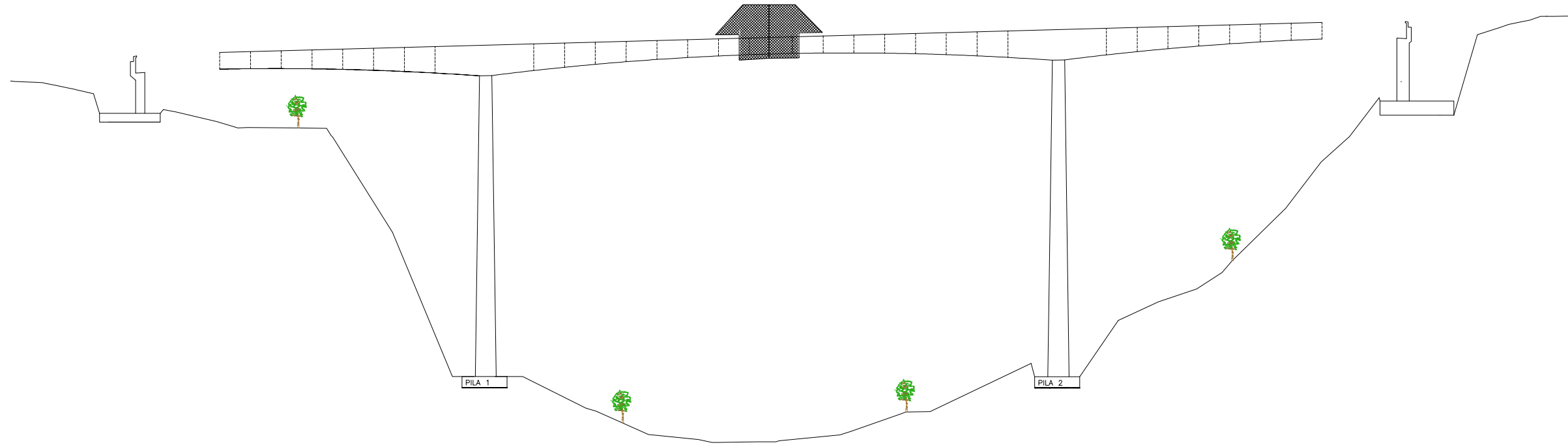
TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
PROCESO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO  
5.2.3.14  
HOJA 5 DE 7

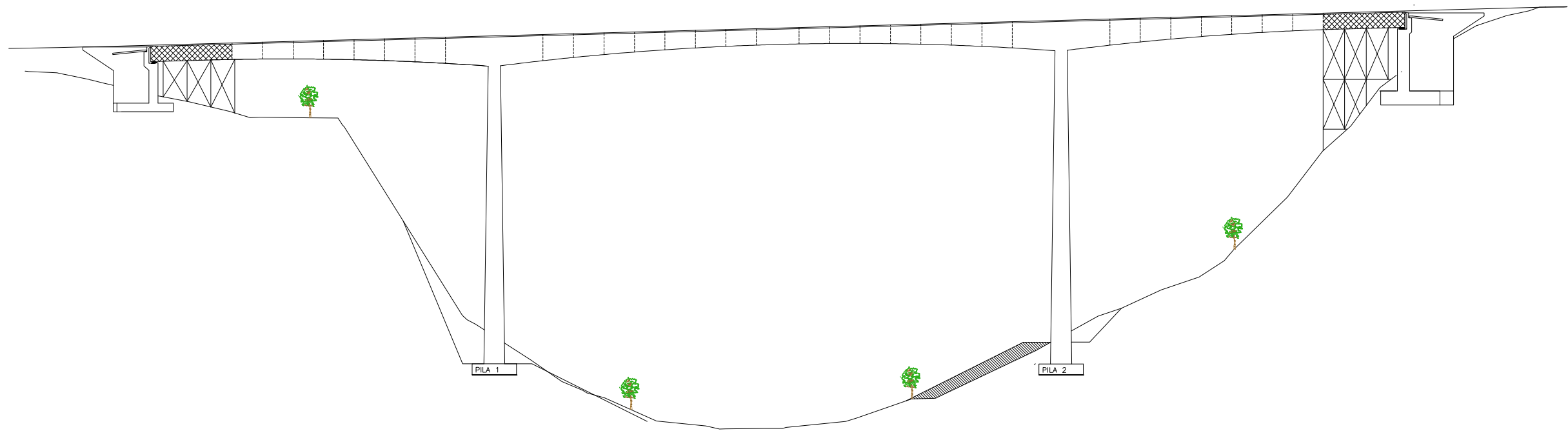
PROCESO CONSTRUCTIVO

Escala 1:800

11. Ejecución de dovela central, mediante encofrado inferior de dos carros de avance



12. Ejecución de dovelas extremas, mediante cimbrado a tierra



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUEBTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
PROCESO CONSTRUCTIVO

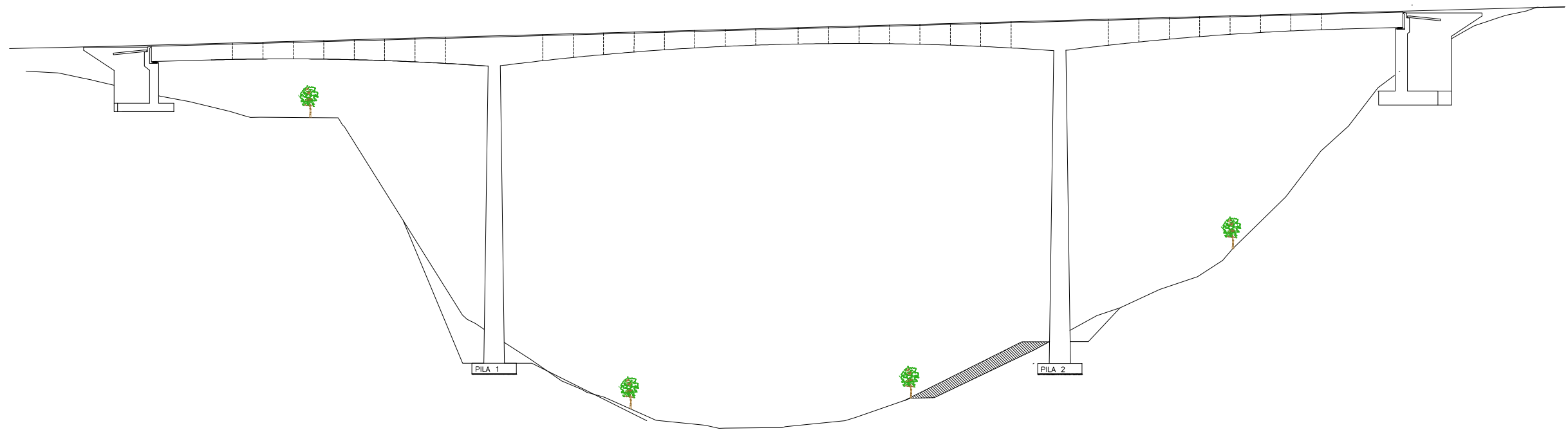
Nº DE PLANO  
5.2.3.14  
HOJA 6 DE 7



PROCESO CONSTRUCTIVO

Escala 1:800

13. Puente finalizado. Pavimento y equipamientos



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO  
ESPAÑA MONEDERO, FERNANDO

FECHA  
JUNIO 2016

TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:  
VARIAS

TÍTULO DEL PLANO  
SEGUNDO PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA  
PROCESO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO  
5.2.3.14  
HOJA 7 DE 7



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**DOCUMENTO N°4**

# VALORACIÓN ECONÓMICA

ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA).  
ALTERNATIVA SUR



ALTERNATIVA SUR

**VALORACIÓN DE LAS OBRAS**

En el presente apartado se lleva a cabo una valoración del coste económico asociado al conjunto de las unidades de obra previstas a ejecutar en el estudio de soluciones.

La valoración de la obra se realiza mediante la definición de las unidades de obra correspondientes, que serán en su gran mayoría comunes a las tres alternativas, siendo su resultado el producto del precio unitario de cada una por su medición.

Se muestran las mediciones valoradas sobre la alternativa Sur.

Valoración económica						
Código	Naturaleza	Uds.	Resumen	Uds.	Precio Unitario	Importe €
<b>1</b>	<b>Capítulo</b>		<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DEMOLICIONES</b>	<b>1.00</b>	<b>1360156.72</b>	<b>1360156.72</b>
P001	Partida	m <sup>2</sup>	Despeje y desbroce del terreno	15889.50	0.58	9215.91
			M2 Despeje y desbroce del terreno por medios mecánicos i/ destocoñado, arranque, carga y transporte a vertedero o gestor autorizado hasta una distancia de 60 km retirada de tierra vegetal de cualquier espesor, incluso retirada de tocones, talado, retirada y limpieza de raíces, con carga, canon y transporte a vertedero o lugar de empleo.			
P002	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación tierra vegetal	26482.50	1.98	52435.35
			M3 Excavación de tierra vegetal i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o acopio dentro de la obra, depósito de tierra vegetal en zona adecuada para su reutilización y acondicionamiento y mantenimiento de acopios, formación y mantenimiento de los caballeros y pago de los cánones de ocupación.			
P003	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación desmonte en todo tipo de terreno incluso en roca	92069.38	5.73	527557.55
			M3 Excavación en desmonte en todo tipo de terreno, incluso en roca con empleo de medios mecánicos, explosivos, i/agotamiento y drenaje durante la ejecución, saneo de desprendimientos, formación y perfilado de cunetas, carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o al lugar de reutilización dentro de la obra sea cual sea la distancia, perforación del terreno, colocación de explosivos y voladura y limpieza de fondo de excavación. Excepto precorte.			
P005	Partida	m <sup>3</sup>	Terraplen de suelo	74403.00	6.67	496268.01
			M3 Relleno de suelo seleccionado procedente de préstamo, yacimiento granular o cantera para la formación de explanada en coronación de terraplén y en el fondo de desmonte i/ canon de cantera, excavación del material, carga y transporte al lugar de empleo, hasta una distancia de 30 km, extendido, humectación, compactación, terminación y refinado de la superficie de la coronación.			
P006	Partida	m <sup>3</sup>	Rellenos de explanada	40997.00	6.70	274679.90
			M3 Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 15 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
			<b>1</b>	<b>1.00</b>	<b>1360156.72</b>	<b>1360156.72</b>

<b>2</b>	<b>Capítulo</b>		<b>FIRMES Y PAVIMENTOS</b>	<b>1.00</b>	<b>661824.16</b>	<b>661824.16</b>
P007	Partida	m <sup>3</sup>	Zahorra artificial	19532.57	18.19	355297.45
			M3 Zahorra artificial i/transporte, extensión y compactación. Medido sobre perfil teórico			
P008	Partida	t	M.B.C tipo AC22 base G	4287.68	26.47	113494.89
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC22 base G (G-20 base) extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación.			
P009	Partida	t	M.B.C tipo AC22 bin S	2678.80	26.44	70827.47
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC22 bin S (S-20 intermedia), extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación			
P010	Partida	t	M.B.C tipo AC 16 surf S	1607.88	26.52	42640.98
			Tn Mezcla bituminosa en caliente AC16 surf S (D-12 rodadura) extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación			
P011	Partida	t	Betún asfáltico tipo B50/70	157.13	440.00	69137.20
			Tn Betún asfáltico en mezclas bituminosas B 50/70			
P012	Partida	t	Polvo mineral	167.47	49.27	8251.25
			Tn Polvo mineral o carbonato (triclase o similar) empleado como polvo mineral de aportación en mezclas bituminosas en caliente puesto a pie de obra o planta.			
P013	Partida	t	Riego de adherencia C60B3-ADH	5.87	369.70	2170.14
			Tn Emulsión C60B3-ADH en riegos de adherencia o C60B3-CUR en riegos de curado i/ barrido y preparación de la superficie, totalmente terminado.			
P014	Partida	t	Despeje y desbroce del terreno	8.24	0.58	4.78
			Tn Emulsión C60BF5-IMP en riegos de imprimación i/ barrido y preparación de la superficie, totalmente terminado.			
			<b>2</b>	<b>1.00</b>	<b>661824.16</b>	<b>661824.16</b>
<b>3</b>	<b>Capítulo</b>		<b>OBRAS HIDRÁULICAS</b>	<b>1.00</b>	<b>251750.94</b>	<b>251750.94</b>
P015	Partida	m <sup>2</sup>	Despeje y desbroce del terreno	7144.84	0.70	5001.39
			Despeje y desbroce del terreno hasta una profundidad de 0.20 m por medios mecánicos, con corte y retirada de arbustos, arrancando las raíces y destocoñado en caso necesario, incluso la carga y transporte de la tierra vegetal a las zonas de acopio y carga de productos y transporte a vertedero.			
P016	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación a cielo abierto	18722.00	5.81	108774.82
			Excavación a cielo abierto, en tierras, con medios mecánicos, incluso compactación del fondo de la excavación, carga, transporte de tierras procedentes de la excavación a vertedero y/o acopio en obra.			
P017	Partida	m <sup>3</sup>	Relleno, extendido y compactado de tierras,	4968.36	6.42	31896.87
			Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 16 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
P18	Partida	m <sup>2</sup>	Geotextil tejido a base de polipropileno	7210.78	4.76	34323.31



ALTERNATIVA SUR

			Geotextil tejido a base de polipropileno para filtro, [con una resistencia a la tracción longitudinal de 55 kN/m, una resistencia a la tracción transversal de 55 kN/m, una apertura de cono al ensayo de perforación dinámica según UNE-EN ISO 13433 inferior a 10 mm, resistencia CBR a punzonamiento 5 kN y una masa superficial de 215 g/m <sup>2</sup> . Según UNE-EN 13252.]			
P019	Partida	m <sup>3</sup>	Geomalla permanente con matriz plástica	7144.00	9.02	<b>64438.88</b>
			Geomalla permanente con matriz plástica, 100% propileno, con un peso de 687 gr/m <sup>2</sup> y una resistencia a la tensión tangencial de 672 Pa.			
P020	Partida	m <sup>3</sup>	Relleno de grava para zanjas de anclaje	37.47	4.21	<b>157.75</b>
			Relleno de grava para zanjas de anclaje			
P021	Partida	m <sup>3</sup>	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m	110.68	54.20	<b>5998.86</b>
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
P022	Partida	m <sup>3</sup>	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.25 m	16.99	68.24	<b>1159.06</b>
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.25 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
			<b>3</b>	1.00	251750.94	<b>251750.94</b>
<b>4</b>	<b>Capítulo</b>		<b>ESTRUCTURAS</b>	<b>1.00</b>	<b>5997459.68</b>	<b>5997459.68</b>
<b>4.1</b>	<b>Subcapítulo</b>		<b>Primer puente sobre el río Chelva</b>	<b>1.00</b>		<b>3049168.85</b>
P023	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	62.30	52.06	<b>3243.34</b>
			M3 Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-15/P/25/IIB, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P024	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HP-40/B/20/IIa	2194.68	72.00	<b>158016.96</b>
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/IIa, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	717.85	67.00	<b>48095.95</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P026	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-35/B/20/Qb	928.56	60.00	<b>55713.60</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-35/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	556.60	57.00	<b>31726.20</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	586714.15	0.72	<b>422434.19</b>
			Kg Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
P029	Partida	u	Neopreno zunchado	4.00	2120.00	<b>8480.00</b>
			u Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	540.00	250.00	<b>135000.00</b>

			MI Pretil metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado			
P031	Partida	ml	Junta de dilatación	21.00	230.00	<b>4830.00</b>
			MI Junta de dilatación de calzada entre 15 y 250 mm de desplazamiento incluso formación de cajetines, colocación de anclajes, fijado de la junta y posterior sellado totalmente colocada.			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	199969.79	7.21	<b>1441782.15</b>
			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm <sup>2</sup> de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado madera	627.97	22.58	<b>14179.56</b>
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P034	Partida	ud	Carro de avance	600000.00	1.00	<b>600000.00</b>
			Alquiler durante la ejecución del tablero, incluido transporte, montaje, cimbrado y desmontaje			
P035	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado trepante	2093.37	52.21	<b>109294.85</b>
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P036	Partida	m <sup>3</sup>	Cimbra	1063.12	15.40	<b>16372.05</b>
			m <sup>3</sup> de cimbra metálica, preparada para encofrado, incluido transporte, montaje, desmontaje y limpieza.			
			<b>4.1</b>	1.00	3049168.85	<b>3049168.85</b>
<b>4.2</b>	<b>Subcapítulo</b>		<b>Segundo puente sobre el río Chelva</b>	<b>1.00</b>		<b>2118471.57</b>
P023	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	53.60	52.06	<b>2790.42</b>
			M3 Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-15/P/25/IIB, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P024	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HP-40/B/20/IIa	1853.69	72.00	<b>133465.68</b>
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/IIa, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	901.49	67.00	<b>60399.83</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P026	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-35/B/20/Qb	1177.80	60.00	<b>70668.00</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-35/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	400.00	57.00	<b>22800.00</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	278394.35	0.72	<b>200443.93</b>



ALTERNATIVA SUR

			Kg Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
P029	Partida	u	Neopreno zunchado	4.00	1860.00	<b>7440.00</b>
			u Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	489.20	250.00	<b>122300.00</b>
			MI Pretil metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado			
P031	Partida	ml	Junta de dilatación	21.00	230.00	<b>4830.00</b>
			MI Junta de dilatación de calzada entre 15 y 250 mm de desplazamiento incluso formación de cajetines, colocación de anclajes, fijado de la junta y posterior sellado totalmente colocada.			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	115859.00	7.21	<b>835343.39</b>
			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm2 de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluro anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m2	Encofrado madera	648.35	22.58	<b>14639.74</b>
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P034	Partida	ud	Carro de avance	500000.00	1.00	<b>500000.00</b>
			Alquiler durante la ejecución del tablero, incluido transporte, montaje, encofrado y desmontaje			
P035	Partida	m2	Encofrado trepante	2230.14	52.21	<b>116435.61</b>
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P036	Partida	m3	Cimbra	1747.73	15.40	<b>26914.97</b>
			m3 de cimbra metálica, preparada para encofrado, incluido transporte, montaje, desmontaje y limpieza.			
			<b>4.2</b>	1.00	2118471.57	<b>2118471.57</b>
<b>4.3</b>	<b>Subcapítulo</b>		<b>Puente sobre el Barranco del Convento</b>	<b>1.00</b>		<b>829819.26</b>
P023	Partida	m³	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	67.23	52.06	<b>3499.99</b>
			M3 Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-15/P/25/IIb, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P036	Partida	m3	Hormigón armado tipo HP-40/B/20/IIa	1378.60	68.21	<b>94034.31</b>
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/IIa, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIb	376.64	67.00	<b>25234.88</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P026	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-35/B/20/Qb	1606.19	60.00	<b>96371.40</b>

			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-35/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	605.44	57.00	<b>34510.08</b>
			M3 Hormigón para armar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	254022.00	0.72	<b>182895.84</b>
			Kg Acero corrugado B-500-S en barras para armadura incluso suministro, cortado, doblado, atado, colocación, solapes, patillas, alambre de atar, exceso de peso y p.p. de mermas, despuntes, separadores y rigidizadores.			
P037	Partida	u	Neopreno zunchado	12.00	700.00	<b>8400.00</b>
			u Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P031	Partida	ml	Pretil metálico	250.00	250.00	<b>62500.00</b>
			MI Pretil metálico resistente a impactos galvanizado en caliente por inmersión según planos, incluso galvanizado y pintado de elementos metálicos, suministro, anclaje y colocación totalmente terminado			
P038	Partida	ml	Junta de dilatación	21.00	230.00	<b>4830.00</b>
			MI Junta de dilatación de calzada entre 6 y 106 mm de desplazamiento incluso formación de cajetines, colocación de anclajes, fijado de la junta y posterior sellado totalmente colocada.			
P039	Partida	m2	Encofrado madera	5117.04	22.58	<b>115542.76</b>
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P042	Partida	ml	Cimbra autoportante.	202.00	1000.00	<b>202000.00</b>
			m3 de cimbra metálica, preparada para encofrado, incluido transporte, montaje, desmontaje y limpieza.			
			<b>4.3</b>	1.00	829819.26	<b>829819.26</b>
<b>5</b>	<b>Capítulo</b>		<b>ADECUACIÓN AMBIENTAL</b>	<b>1.00</b>	<b>194179.02</b>	<b>194179.02</b>
MC01	Partida	ud	Gavión de 1x1,50x2.	180.00	85.20	<b>15336.00</b>
			M2. Gavión formado por malla (de triple torsión) de alambre de acero de 2.7 mm al que se le dan tres capas de galvanizado, con 270 gramos de zinc, rellena en obra con material de zona, de dimensiones 1.00x1.50x2m. incluso construcción y colocación y todas aquellas partidas necesarias para su correcta ejecución			
MC02	Partida	m	Muro verde	80.00	115.00	<b>9200.00</b>
			MI. Muro verde. Muro de gravedad, mediante el sistema Deltalock . Compuesto por sacos de 0,55 x 0.13 m. de 100% de polipropileno y 2,2 l/s de permeabilidad			
MC03	Partida	m2	Entramado de madera viva	70.00	164.50	<b>11515.00</b>
			Estructura celular de troncos de madera combinado con inserción de plantas vivas. Los materiales a utilizar serán: Troncos de especies con madera duradera de 4 m. de longitud y 25 cm de diámetro. Se aconseja utilizar madera de castaño. Troncos de 2,5 m.de longitud y 0,25 m de diámetro. Clavos de acero con adherencia mejorada de diámetro 12-14 cm. Estaca vivas y plantas enraizadas de caducifolias. Fajinas vivas de sauce de 20 m. Piedra y material de relleno inerte.			
MC04	Partida	m2	Hidrosiembra	140.00	226.69	<b>31736.60</b>



ALTERNATIVA SUR

			Aplicación de medidas de hidrosiembra sobre taludes finales de restauración, a fin de conseguir un rápido recubrimiento de los mismos.			
MC05	Partida	m2	Cartel lamas de acero reflexivos nivel 1	2.00	315.96	<b>631.92</b>
			. Cartel en lamas de acero reflexivo nivel 1, con parte proporcional de IPN, i/p.p. poste galvanizado, tornillería, cimentación y anclaje, totalmente colocada.			
MC06	Partida	ud	Marco de hormigón armado para paso de fauna	12.00	476.60	<b>5719.20</b>
			Marcos De hormigón armado HA-35 con acero B-500 y machiembreado de 2,00x2,00x2,00 para paso de fauna incluso colocación y todas aquellas partidas necesarias para su correcta ejecución.			
MC07	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección del perímetro de la obra.	4400.00	0.43	<b>1892.00</b>
			jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares metálicos de 30 mm y 1 m de longitud unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC08	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección de la vegetación.	3300.00	0.43	<b>1419.00</b>
			Constituido por soportes angulares metálicos de 30 mm y 1 m de longitud, estando los 20 cm superiores cubiertos por una pintura roja y los 30 cm inferiores clavados al terreno. Soportes colocados cada 8 metros y unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra.			
MC09	Partida	m	Jalonamiento temporal de protección perímetro de elementos etnológicos.	400.00	0.43	<b>172.00</b>
			Jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares de 30 mm y 1m de longitud unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC10	Partida	ud	Señal zona de obras.	2.00	380.63	<b>761.26</b>
			Cartelería de aviso de zonas de obras.			
MC11	Partida	ud	Señal vía pecuaria.	2.00	171.60	<b>343.20</b>
			Señal vertical homologada de vía pecuaria			
MC12	Partida	ud	Análisis de la calidad de aguas.	12.00	160.00	<b>1920.00</b>
			Análisis de aguas concurrentes del río Chelva lo largo de la duración de las obras.			
MC13	Partida	ud	Visita arqueológica de media jornada.	12.00	713.00	<b>8556.00</b>
			Visita arqueológica de media jornada durante la ejecución de obras, efectuada por un arqueólogo, incluso permisos, redacción de informes y documentación gráfica de todas las estructuras etnológicas detectadas.			
MC14	Partida	ud	Visita inspección de afección natural pasos de fauna.	25.00	350.00	<b>8750.00</b>
			Visita de media jornada durante la fase de explotación de la carretera, efectuada por un profesional, incluso redacción de informes y documentación gráfica de todas las estructuras etnológicas detectadas.			
PR1	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES HERBÁCEAS	750.00	3.14	<b>2355.00</b>
			Módulo de especies arbustivas, según las especies establecidas en el propio Plan de Restauración			
PR2	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES ARBÓREAS	40.00	449.85	<b>17994.00</b>
			Módulo de especies coníferas arbóreas, las especies establecidas por el propio Plan de Restauración.			
PR3	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES CONÍFERAS	20.00	1748.02	<b>34960.40</b>

			Módulo de especies de coníferas, según establecidas por el propio Plan de restauración			
PR4	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES FRONDOSAS	75.00	440.24	<b>33018.00</b>
			Módulo de especies frondosas, según establecidas por el propio Plan de restauración.			
PR5	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES GIPSÍCOLAS	38.00	207.88	<b>7899.44</b>
			Módulo de especies gipsícolas, según las especies establecidas por el propio Plan de restauración			
			5	1.00	194179.02	<b>194179.02</b>
<b>6</b>	<b>Capítulo</b>		<b>SEÑALIZACIÓN Y BALIZAMIENTO</b>	<b>1.00</b>	<b>6082.33</b>	<b>6082.33</b>
	Partida	u	Señalización horizontal	4.8	4000	<b>19600</b>
			Señalización horizontal por kilómetro lineal de carretera, incluso transporte y colocación			
	Partida	u	Señalización vertical	4.8	10000	<b>48000</b>
			Señalización vertical por kilómetro lineal de carretera, incluso transporte y colocación			
	Partida	u	Balizamiento y defensas	4.8	10000	<b>19600</b>
			Balizamiento y defensas por kilómetro lineal de carretera, incluso transporte y colocación			
			6	1.00	72000	<b>72000</b>
<b>7</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Drenaje</b>	<b>1.00</b>	<b>89100.00</b>	<b>89100.00</b>
UO-X	Partida	m3	m³ de hormigón HM-20/P/20/lib	89.10	1000.00	<b>89100.00</b>
			m³ de hormigón HM-20/P/20 (hormigón en masa de resistencia característica 20 Mpa, de consistencia plástica y tamaño máximo de árido de 20 mm) para formación de cunetas incluso encofrado, fratasado, acabados y juntas.			
				1.00	89100.00	<b>89100.00</b>
<b>8</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Seguridad y Salud</b>	<b>1.00</b>	<b>171694.94</b>	<b>171694.94</b>
PA01	Partida	ud	P.A a justificar para seguridad y salud	1.00	171694.94	<b>171694.94</b>
			u Partida alzada a justificar para presupuesto de seguridad y salud (estimado 2.5% actuación)			
<b>9</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Gestión de residuos.</b>	<b>1.00</b>	<b>171694.94</b>	<b>171694.94</b>
PA02	Partida	ud	P.A a justificar para gestión residuos	1.00	171694.94	<b>171694.94</b>
				1.00		
			<b>ALTERNATIVA SUR CHELVA</b>	<b>TOTAL €</b>	<b>8916942.73</b>	<b>8916942.73</b>