

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.

TRABAJO FINAL DE GRADO

Curso: 2015/2016

Autor: Marcos Sevilla Fernández

Tutor: Julián Alcalá González

Cotutor: Hugo Coll Carrillo

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

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 km², 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.

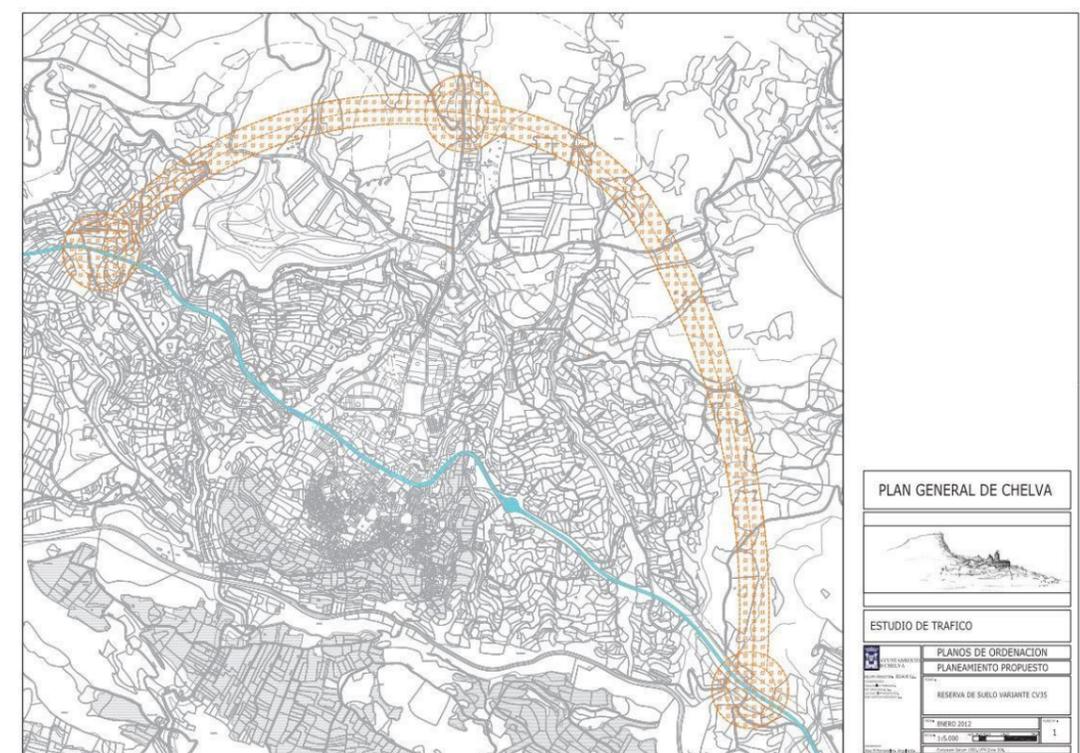


Fig. 2. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

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, Raúl	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 €
Total	8.916.942,73 €	5.552.274,91 €	7.598.150,60 €



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



DOCUMENTO N°2

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.

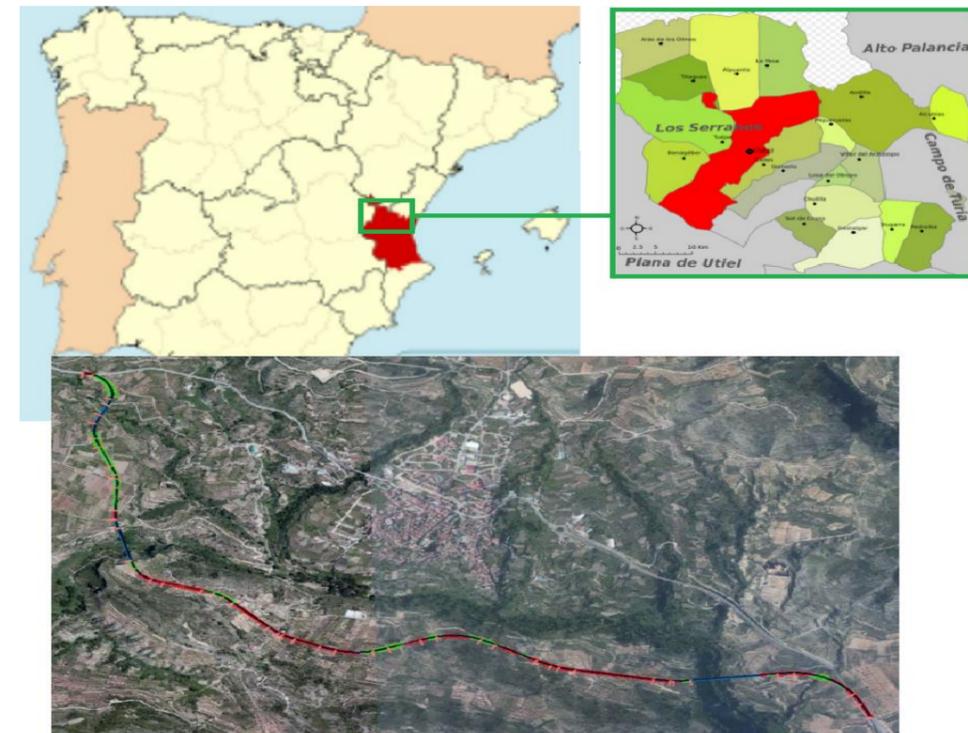


Fig. 1 Localización de la alternativa Sur.



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
P0 (mm)	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:

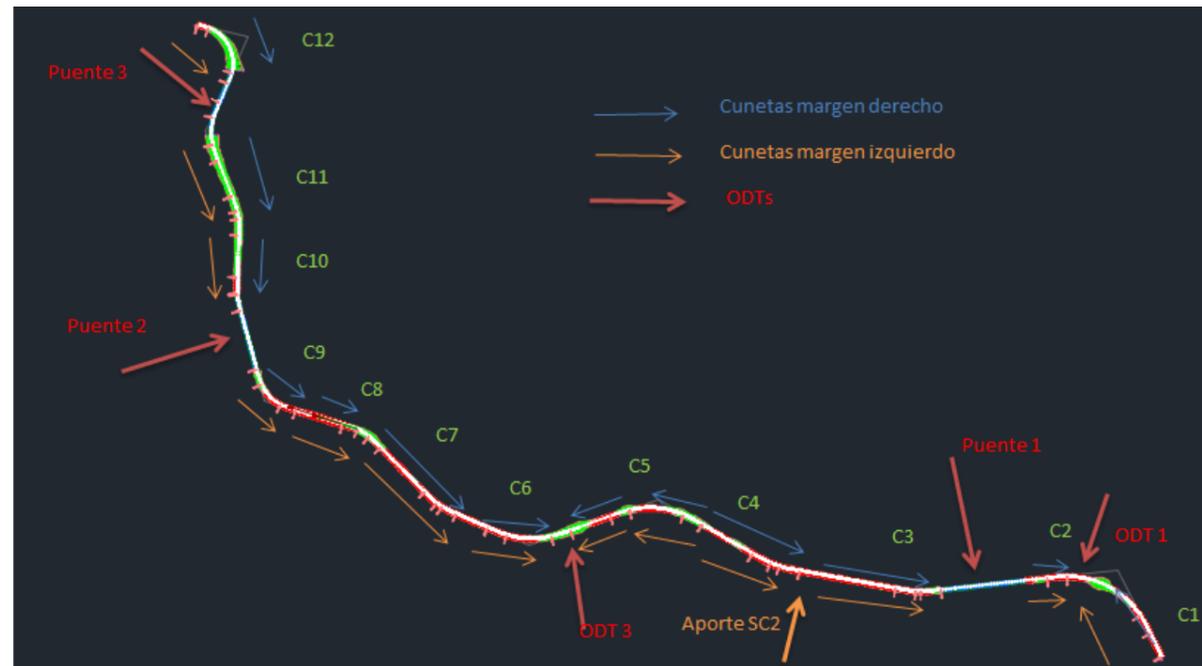


Fig. 2 Disposición de las obras de drenaje longitudinal y transversal a lo largo de la variante.

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.

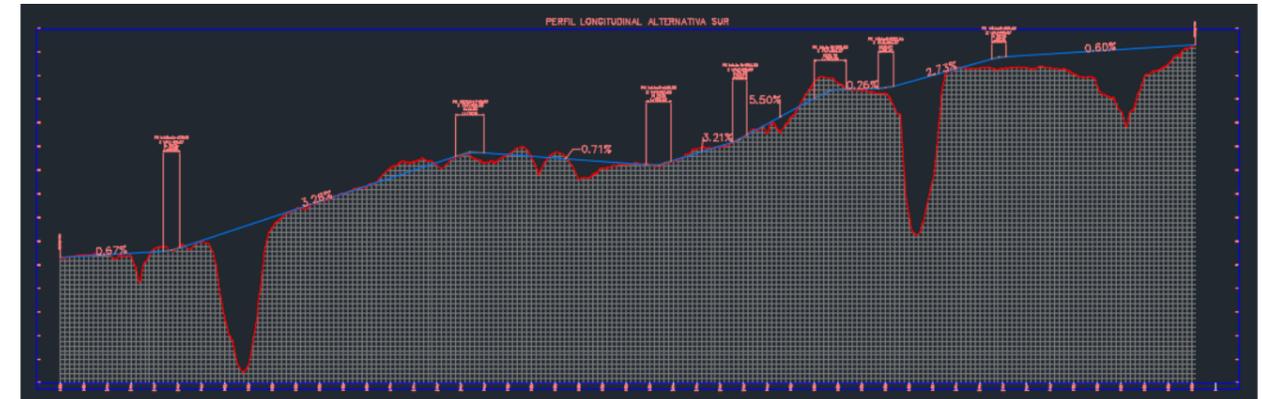


Fig. 4 Perfil Longitudinal Alternativa Sur

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.

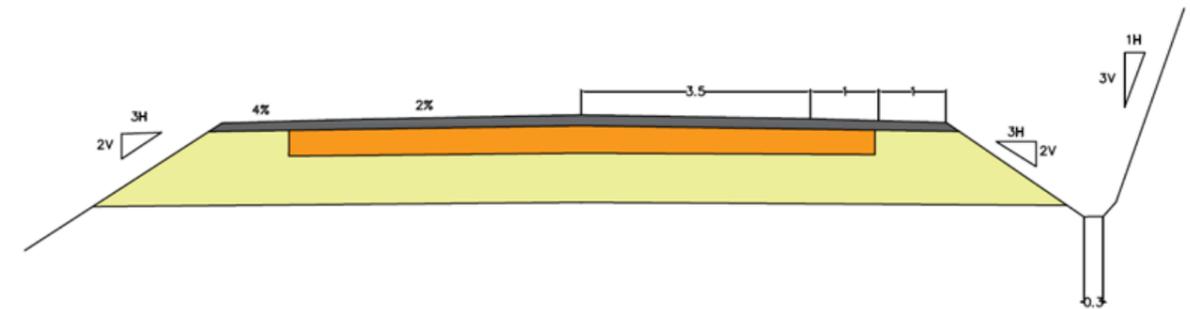


Fig. 5 Sección transversal tipo.

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:

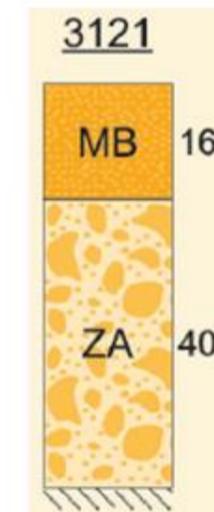


Fig. 6 Paquete de firme seleccionado

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

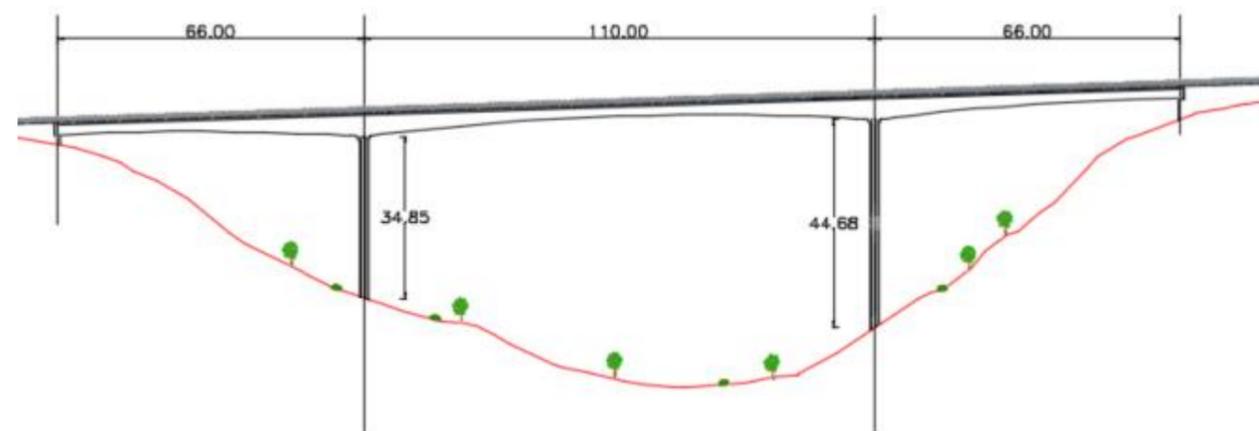


Fig. 7 Vista general del primer puente sobre el río Chelva

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.

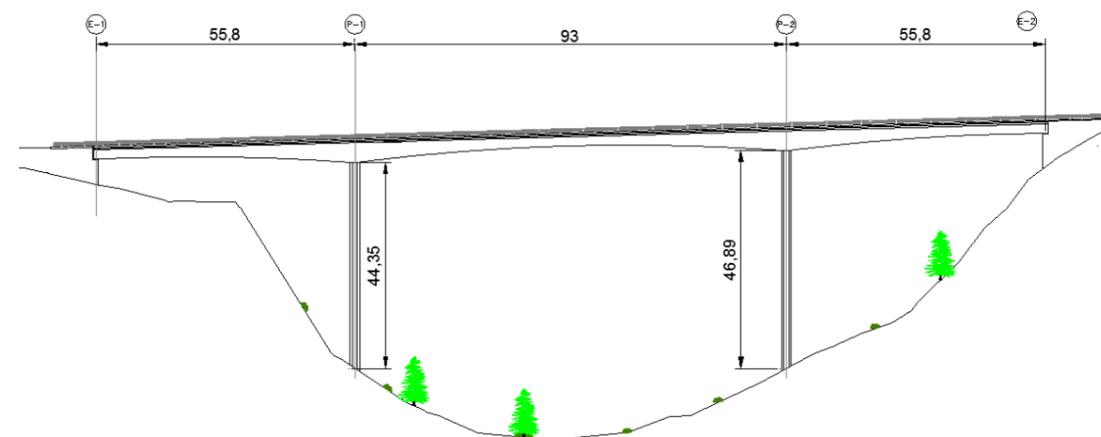


Fig. 8 Vista general del segundo puente sobre el río Chelva

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.

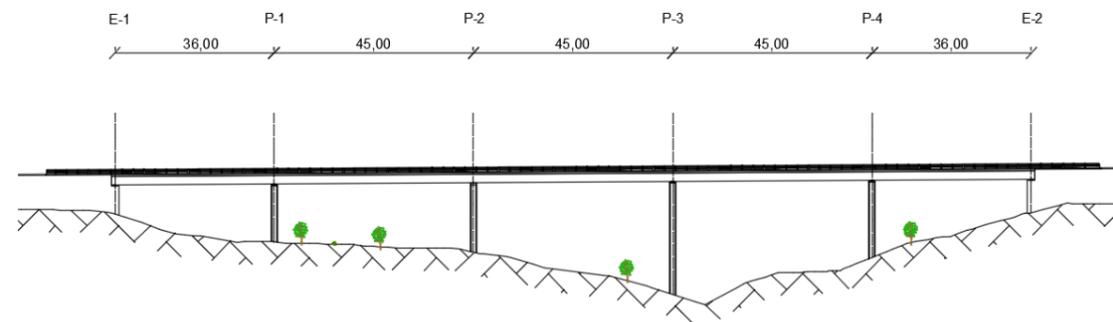


Fig. 9 Vista general del puente sobre el barranco del Convento

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.

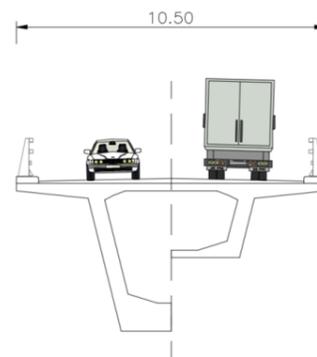


Fig. 10 Secciones central y extrema de los puentes sobre el río Chelva

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.

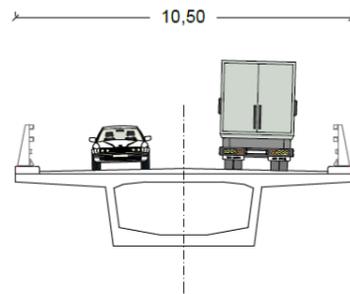


Fig. 11 Sección del tablero del puente sobre el barranco del Convento

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.

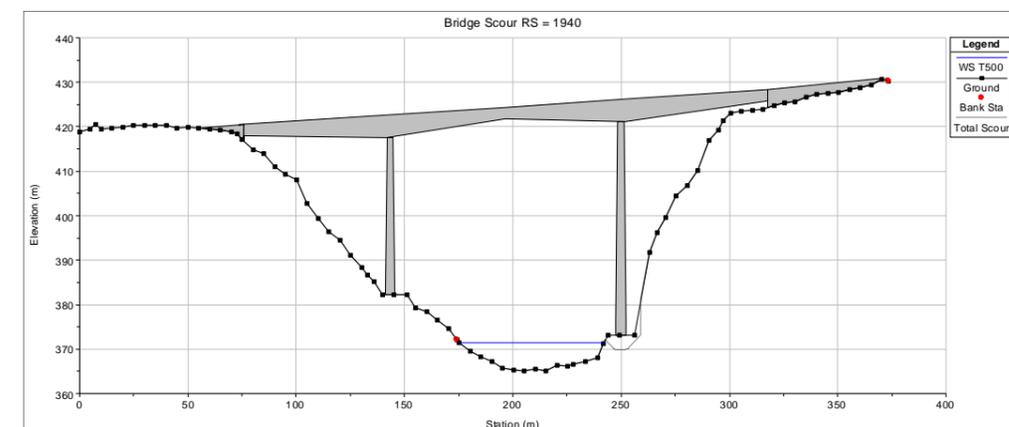


Fig. 12 Sección del primer puente sobre el río Chelva

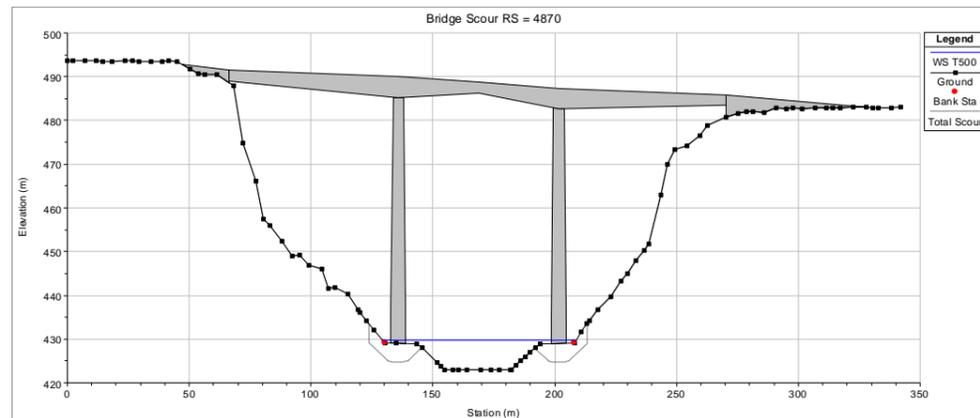


Fig. 13 Sección del segundo puente sobre el río Chelva

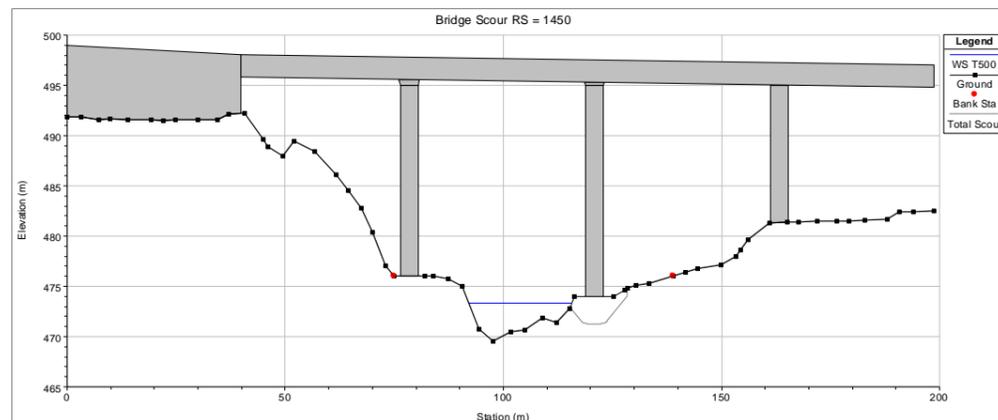


Fig. 14 Sección del puente sobre el Barranco del Convento

Puente	D ₅₀ (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°12

ESTRUCTURAS. PUENTE SOBRE EL BARRANCO DEL CONVENTO

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 12. Estructuras. Puente sobre el barranco del convento

**ÍNDICE**

1. INTRODUCCIÓN	4	3.3.1.1. Peso propio.....	17
1.1. Organización del anejo	4	3.3.1.2. Carga muerta	18
1.2. Objeto del anejo	5	3.3.1.3. Pretensado	18
1.3. Condicionantes	5	3.3.1.4. Acciones reológicas	18
1.4. Descripción de la estructura	6	3.3.1.5. Empuje del terreno.....	20
2. ESTUDIO DE SOLUCIONES	8	3.3.1.6. Asientos del terreno de cimentación	20
2.1. Metodología	8	3.3.1.7. Rozamiento de apoyos deslizantes	20
2.2. Clasificación según rango de luces	8	3.3.2. Valores característicos de las acciones variables	20
2.3. Clasificación según tipología estructural.....	8	3.3.2.1. Sobrecarga de uso.....	20
2.4. Exposición de tipologías estudiadas.....	9	3.3.2.2. Viento.....	22
2.5. Pilas.....	11	3.3.2.3. Acción térmica	24
2.6. Valoración de la primera fase	11	3.3.3. Valores característicos de las acciones accidentales	25
2.7. Valoración de la segunda fase	13	3.3.4. Solicitaciones sísmicas	25
2.7.1. Método PRESS	13	3.4. Valores representativos de las acciones	26
2.7.1.1. Funcionamiento.....	13	3.4.1. Acciones permanentes (G).....	26
2.7.1.2. Criterios y pesos	14	3.4.2. Acciones permanentes de valor no constante.....	26
2.7.1.3. Valoración y resultados de alternativas.....	14	3.4.3. Acciones variables	26
2.8. Conclusión y comentarios.....	15	3.5. Valor de cálculo de las acciones	26
3. Bases de cálculo	17	3.5.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S).....	27
3.1. Normativa utilizada	17	3.5.2. Estados Límite Último (E.L.U)	27
3.1.1. Normas de acciones.....	17	3.6. Combinación de acciones	28
3.1.2. Normas de construcción.....	17	3.6.1. Estados Límite Últimos (E.L.U)	28
3.2. Criterios de seguridad.....	17	3.6.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S).....	28
3.2.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S)	17	4. Materiales	29
Se consideran los siguientes:.....	17	4.1. Hormigón.....	29
3.2.2. Estados Límite Último (E.L.U)	17	4.1.1. Resistencia a compresión	29
3.3. Valores característicos de las acciones.....	17	4.1.2. Módulo de elasticidad	29
3.3.1. Acciones permanentes	17	4.1.3. Coeficiente de dilatación térmica	29
		4.2. Acero de armar.....	29



4.3. Acero de pretensar	29	Apéndice I. Multicriterio PRES.	54
4.4. Nivel de control	29	Apéndice II. Retracción y fluencia	59
4.4.1. Control de materiales	29	Apéndice III. Esfuerzos en las secciones a comprobar del tablero en ELU.	60
4.4.2. Control de ejecución.....	29	Apéndice IV. Comprobación de las secciones de empotramiento de las pilas a pandeo..	63
4.4.3. Niveles de control.....	30	Apéndice V. Reacciones en las pilas en ELU	64
4.4.4. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia.....	30	Apéndice VII. Valores característicos de las acciones en el empotramiento de las pilas para el cálculo de las zapatas.	66
5. Modelo de cálculo	31	Apéndice VIII. Listados del cálculo de los estribos extraídos del software de cálculo Cype Ingenieros.	67
5.1. Software utilizado	31	Apéndice IX. Listados del cálculo de las zapatas extraídos del software de cálculo Cype Ingenieros.	71
5.1.1. CSI Bridge	31		
5.1.2. Cype Ingenieros	31		
5.1.3. Prontuario Informático de la EHE-08.....	31		
5.1.4. Hoja de cálculo.....	31		
5.2. Definición del modelo	31		
6. Dimensionamiento y comprobación	35		
6.1. Proceso constructivo. Influencia del mismo sobre el dimensionamiento	35		
6.2. Sección del tablero	35		
6.2.1. Comprobación de sección en ELU	35		
6.2.2. Comprobación de ELS de fisuración	37		
6.3. Neoprenos	38		
6.4. Pilas.....	39		
6.4.1. Comprobación de secciones a pandeo	39		
6.4.2. Comprobación de secciones en ELU	41		
6.5. Cimentación en las pilas.....	42		
6.5.1. Esfuerzos de cálculo	42		
6.5.2. Aspectos geotécnicos	43		
6.6. Estribos.....	45		
7. Proceso constructivo	51		
8. Bibliografía	52		
APÉNDICES.....	53		



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 es planta 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 distintas soluciones adecuadas al 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 en los distintos Softwares informáticos. Así como las distintas combinaciones de acciones. Del mismo modo se presentan 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 con anterioridad y se comprueba la seguridad de la estructura frente a tales esfuerzos.
- Cálculo longitudinal del tablero: Se efectúa el cálculo longitudinal de esfuerzos y se comprueba la seguridad de la estructura frente a tales esfuerzos.
- Cálculo transversal del tablero: Se efectúa el cálculo transversal de esfuerzos y se comprueba la seguridad de la estructura frente a tales esfuerzos.
- 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.
- Cimentación: Se justifican las dimensiones de los distintos elementos de cimentación en lo relativo a estabilidad, resistencia, rigidez, durabilidad, etc de los cimientos.
- 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
- Prueba de carga: Se realiza el análisis de la prueba de carga de la estructura, se estudian la posición de los camiones, se comprueban el porcentaje de esfuerzos alcanzado, y se determinan las deformaciones esperadas.

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 a dicho pre-dimensionamiento para validar su uso como estructura de tipo puente, para salvar el obstáculo natural que representa el Barranco del Convento al paso del trazado de la variante sur 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 analizar dichas alternativas en base de 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 realizan 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. Condicionantes

Esta obra de paso forma parte de un proyecto mucho más amplio con el que mantiene una interrelación en la que se condiciona mutuamente. Por tanto la estructura no es un hecho aislado que se pueda diseñar y proyectar con total libertad, sino que existen una serie de condicionantes que deben ser considerados "a priori". Estos pueden ser:

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.

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 encuentran acuerdos verticales, por lo que este transcurre en una alineación con una pendiente del 0,60%. Sin embargo, sí que existen acuerdos horizontales, dotando al trazado por el que transcurre el puente de dos tramos curvos, lo que influirá considerablemente a la hora de elegir la tipología de puente a construir.

No hay exigencias de trazado debido al gálibo requerido. Tampoco se prevé futuras ampliaciones de los carriles.

Tampoco hay condicionantes debido a incorporaciones o salidas próximas a los estribos del puente.

1.3.3. Geológicos y geotécnicos

La base sobre la que se cimienta la totalidad de la estructura está compuesta por material del cuaternario caracterizado por depósitos aluviales compuestos por gravas y arenas.

El material mencionado presenta una tensión máxima admisible de 285,5 kPa en un plano de cimentación situado a 4 metros. Además, la carga de hundimiento de este es de 856,6 kPa para el mismo plano de cimentación D. Estos valores corresponden a un factor de seguridad de $F=3$.

1.3.4. Constructivos

Debido a que la distancia de la rasante al terreno no es excesiva, es posible la construcción de cimbras convencionales.

La accesibilidad al valle es bastante buena, ya que en las inmediaciones existen varios caminos por los que acceder a la zona de actuación, por lo que este aspecto no será determinante a la hora de valorar las tipologías propuestas.

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. 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. 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. 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, etc.
- 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.

1.3.7. 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. La zona por la que discurre el trazado contiene una gran cantidad de yeso, por lo que será necesario el uso de material sulfuro-resistentes.

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, por ello es

conveniente la no disposición de pilas en las zonas más profundas del barranco, por la posible socavación de éstas.

1.4. Descripción de la estructura

La estructura objeto de estudio de este trabajo consiste en un puente situado en el PK 4+390,42 de 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 puente permite el paso de la variante sobre el Barranco del Convento. Dicho puente se encuentra en un tramo consistente en una curva en “s” con una recta intermedia 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 llegando hasta el PK 4+597,42. El gálibo del mismo varía debido a la morfología del terreno, encontrándose alturas máximas desde la cota de traza hasta la superficie del terreno de en torno a los 28 metros.

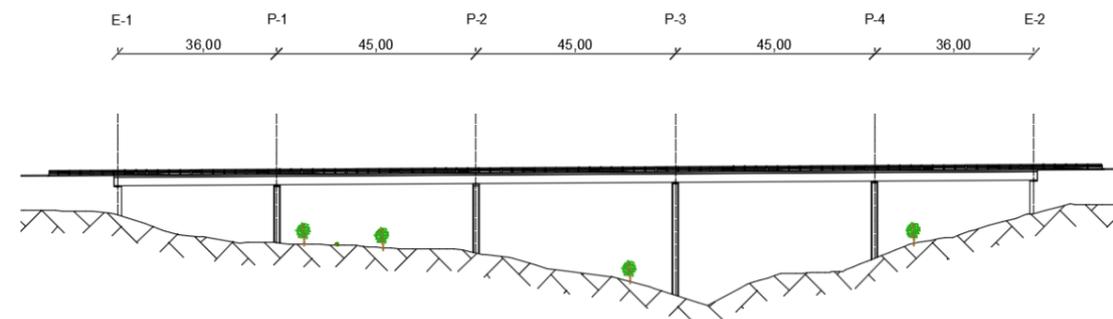


Figura 1. Vista general del puente

El puente se resuelve mediante la construcción de un cajón in situ de canto constante. 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.

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 0,33 metros.

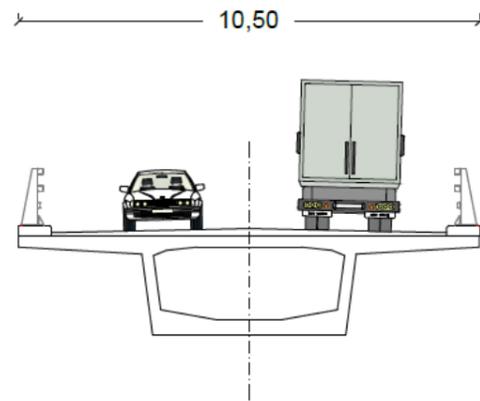


Figura 2. Sección transversal del tablero

Dicho tablero presenta un bombeo del 2% hacia ambos lados, conseguido mediante relleno de hormigón no estructural.

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.

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 como mínimo 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.

2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

2.1. Metodología

El proceso que se ha llevado a cabo para elegir la solución óptima para salvar el Barranco del Convento consta de tres fases. La primera fase consiste en el planteamiento de alternativas viables en función de los factores condicionantes y se lleva a cabo una primera valoración de las tipologías estudiadas, descartando aquellas que no son del todo adecuadas respecto a los factores condicionantes.

En la segunda fase, en la que ya tenemos seis soluciones elegidas obtenidas de la valoración de la fase uno, se lleva a cabo un análisis comparativo de las soluciones adoptadas, el cual se realiza mediante el método PRESS, del cual saldrá la solución óptima.

2.2. Clasificación según rango de luces

Las distintas tipologías de puentes tienen unos rangos de luces de aplicación, tanto por razones técnicas como por razones económicas, las cuales pueden verse en la tabla siguiente:

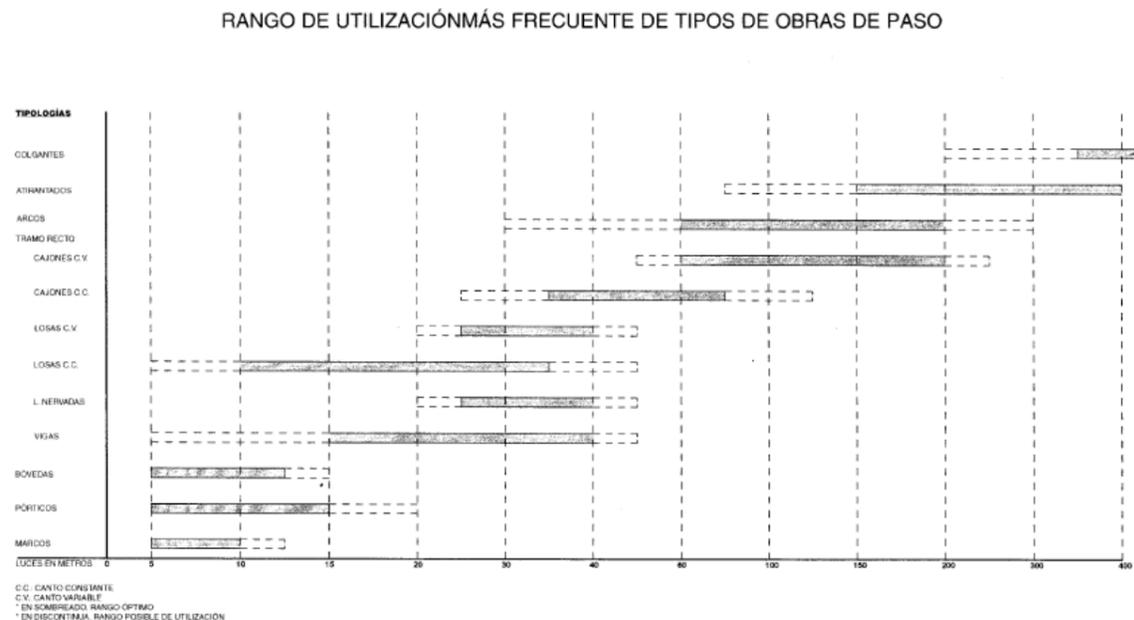


Tabla 1. Rango de luces

Puentes con luces comprendidas entre 25-50 metros. En este rango de luces se encuentran las soluciones prefabricadas y empujadas. En este caso, como el puente transcurre por un tramo curvo, las soluciones empujadas no se han planteado.

Puentes con luces comprendidas entre 50-100 metros. En este rango de luces se encuentran las tipologías de puentes de voladizos sucesivos, empujados y extradados.

Puentes con luces de más de 100 metros. Para este rango de luces se encuentran los puentes arco, los atirantados, por voladizos sucesivos y los colgantes.

2.3. Clasificación según tipología estructural

En la configuración estructural resistente del puente, se pueden establecer cuatro grandes familias:

Puentes viga. Una viga constituye una pieza lineal apoyada que resiste fundamentalmente a flexión. Estas estructuras presentan un canto e inercia crecientes con la luz, puesto que la flexión es directamente proporcional al cuadrado de la luz. Los puentes viga, por tanto, se basan en secciones de máxima inercia y de mínimo peso.

Aunque morfológicamente el puente viga puede parecer el sistema más simple y directo de atravesar un río, su mecanismo resistente, la flexión, es más complejo y difícil de intuir que el esfuerzo axial, predominante en otras tipologías estructurales.

En cuanto a las soluciones estructurales, éstas han pasado, según crecía la luz a salvar por el puente, por la losa maciza, la losa aligerada, el tablero de vigas de alma llena, las vigas en celosía o trianguladas y las vigas cajón. Con las triangulaciones se llega a la máxima reducción del material. Sin embargo, en las vigas cajón se consigue la máxima eficacia resistente por su excelente comportamiento a flexión como a torsión.

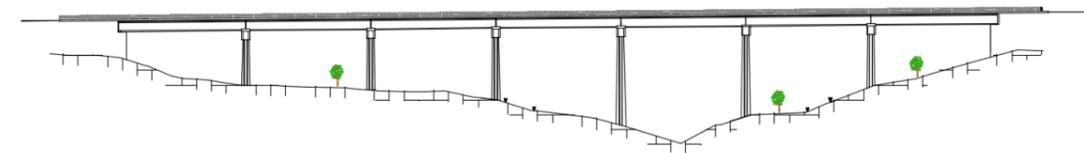


Figura 3. Puente viga (vigas prefabricadas doble T)

Puentes arco. Un puente arco es un puente con apoyos en los extremos de la luz, entre los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes.

Los puentes arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical.

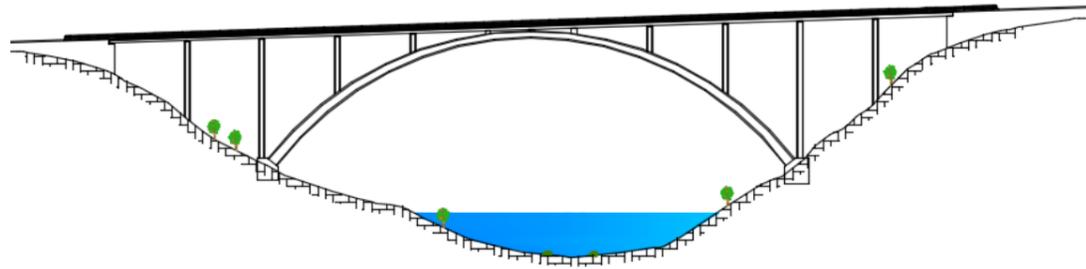


Figura 4. Puente arco

Puentes atirantados. Los puentes atirantados consisten en un tablero soportado por cables rectos e inclinados fijados en los pilonos. Se han vuelto más comunes debido a su estabilidad para vanos grandes pero principalmente por su apariencia atractiva.

Dentro de esta sección podemos incluir los puentes extradados, consistentes en torres mucho más bajas, tirantes más tendidos y tableros más rígidos.

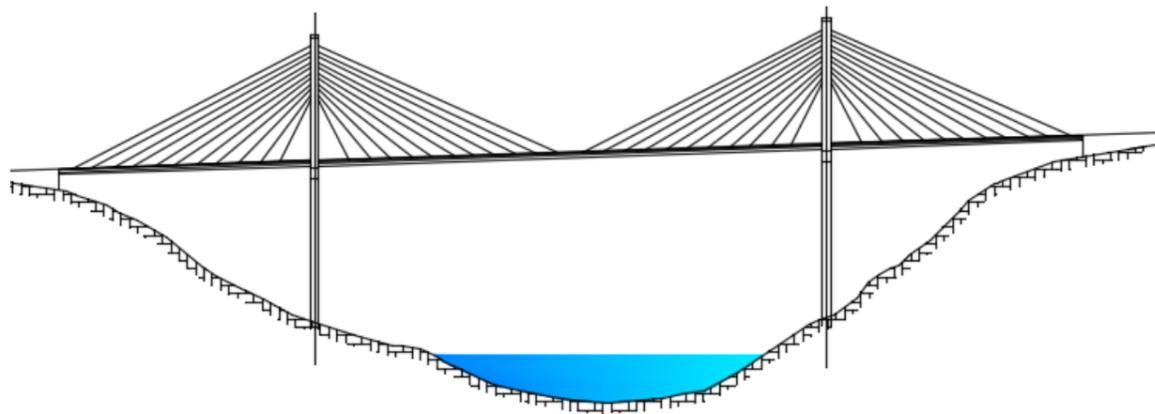


Figura 5. Puente atirantado

Puentes colgantes. En los puentes colgantes el tablero queda colgado o suspendido de cables que sirven de soportes verticales. La estructura resistente básica está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del vano a salvar, y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él.

2.4. Exposición de tipologías estudiadas

Para elegir la solución óptima para salvar el Barranco del Convento se han planteado una serie de alternativas para cada tipología de puente. Debido a los condicionantes impuestos de trazado, orografía, funcionalidad y demás condicionantes expuestos en el apartado 1.3 no se han diseñado las tipologías de puentes arco, atirantados, colgantes ni empujados.

Las tipologías de puentes que se han planteado para salvar el Barranco del Convento y que mejor se adaptan a los condicionantes impuestos son los siguientes:

Tableros de vigas artesa. Están muy extendidos por razones estéticas si son visibles por debajo desde la carretera o en puentes urbanos. Se fabrican estas vigas con cantos entre 0,70 metros y 2,50 metros, cubriendo con tramos isostáticos luces de hasta 50 metros en carreteras y hasta 40 metros en ferrocarril.

Las vigas artesa se conectan mediante armadura pasiva con la losa ejecutada in situ, y forman el correspondiente tablero, descansando sobre las pilas/estribos, que transmiten las cargas, a través de la cimentación, sobre el terreno.

La geometría con la que se diseñan las vigas prefabricadas artesa es muy similar, independientemente del fabricante. La artesa, básicamente está formada por un ala inferior, dos almas y dos alas superiores, cuyas secciones suelen ser delgadas para reducir el volumen de hormigón, y a la vez, el peso de la pieza, factor que interviene en el coste del transporte y colocación sobre los apoyos. La relación de canto/luz más habitual suele estar en torno a 1/16.

Cuando se ejecuta el hormigón de la losa, la sección resistente de la viga se convierte en un cajón. El cajón se comporta mejor ante los esfuerzos de torsión, y también, debido a su gran módulo de inercia, resiste con gran eficacia los esfuerzos de flexión longitudinal.

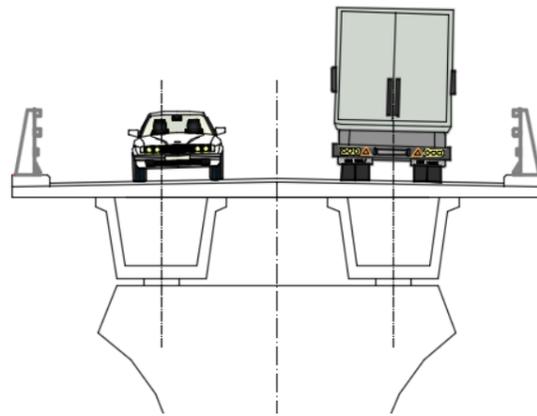


Figura 6. Tablero de vigas artesas

Tableros de vigas doble T. Son los más extendidos aunque están cuestionados estéticamente si son visibles por debajo desde la carretera o en puentes urbanos. Se fabrican estas vigas con cantos entre 0,60 metros y 2,50 metros, cubriendo con tramos isostáticos luces de hasta 50 metros en carreteras y hasta 40 metros en ferrocarril.

Sus ventajas son la gran facilidad de colocación y montaje, su menor peso respecto a otros tipos de vigas y la amplia gama de cantos disponibles, que permiten solucionar el tablero con múltiples soluciones. La relación canto/luz más habitual suele estar en torno a 1/20.

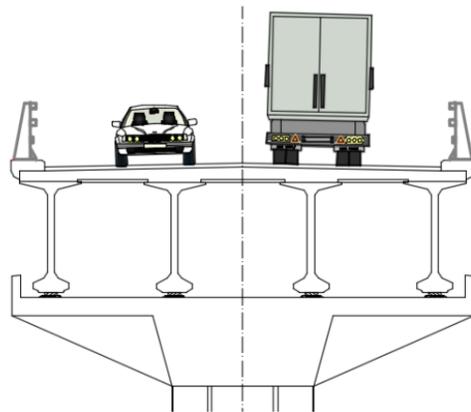


Figura 7. Tablero de vigas doble T

Tableros de sección tipo losa. Las losas, debido a su mayor esbeltez y mayor adaptabilidad a la geometría de la traza, están especialmente indicadas en aquellos casos en que la geometría del trazado en planta sea compleja, o cuando la pequeña altura de la rasante oblige a la utilización de cantos reducidos.

Los tableros losa, al sacrificar la eficiencia estructural a la sencillez constructiva, se sitúan en el polo opuesto de los tableros de vigas. La evidente sencillez geométrica de estas construcciones permite una ejecución in situ simple, luego económica si la longitud total es moderada. Además, se adapta perfectamente a cualquier geometría en planta. Sin embargo, al presentar una distribución uniforme de rigidez a flexión, la losa maciza constituye la solución estructural menos eficiente para el diseño de la sección transversal de un puente. Este defecto puede atenuarse aligerando la sección transversal mediante alvéolos circulares o rectangulares. Ambas disposiciones permiten abordar luces mayores al reducir el peso propio manteniendo la rigidez.

Alternativamente, el rendimiento estructural puede mejorarse concentrando la rigidez de la sección. El ancho del tablero se completa entonces mediante voladizos.

Las secciones transversales más comunes son las recogidas en la siguiente figura:

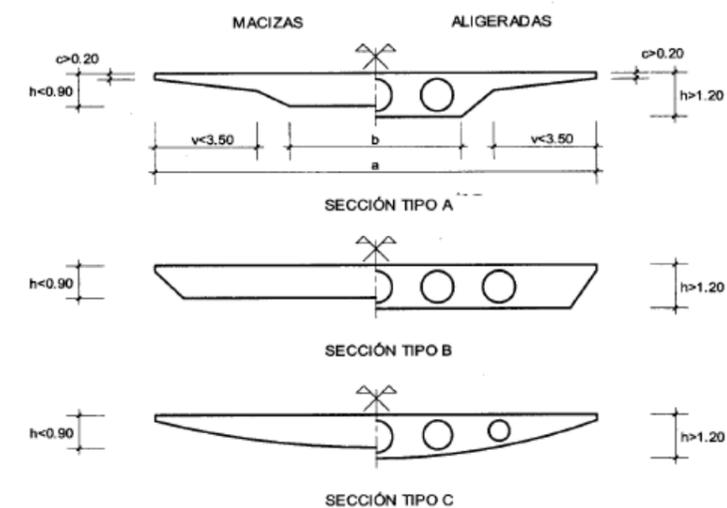


Figura 8. Secciones transversales más comunes

Cualquiera de los tipos de secciones pueden ser macizas o aligeradas. Desde un punto de vista económico y constructivo, para cantos inferiores a 90 cm la solución óptima es la maciza, mientras que para cantos superiores a 120 cm lo razonable es disponer aligeramientos. La relación canto/luz más habitual suele estar en torno a 1/25.

Tableros de sección cajón. La sección cajón mono celular consta de una losa superior, dos almas y una losa inferior. La losa superior materializa la plataforma del puente, actúa como cabeza de compresión frente a momentos flectores positivos y, también sirve como alojamiento del pretensado necesario para resistir momentos flectores negativos. Las

almas sostienen la losa superior, transmiten las cargas de cortante a los apoyos del puente y pueden alojar los cables de pretensado cuando estos se desplazan a lo largo del puente. Finalmente, la losa inferior une las secciones inferiores de las almas, aloja el pretensado necesario para resistir momentos positivos, sirve de cabeza de compresión ante momentos negativos y cierra el circuito de torsión de la estructura.

La sección cajón es la tipología de superestructura más ampliamente usada en el diseño y construcción de puentes. El atractivo de la sección se debe a las siguientes características:

- Posee una cabeza inferior y superior de considerables dimensiones, lo que les permite soportar grandes momentos flectores tanto positivos como negativos.
- Posee un área transversal cerrada, lo que le otorga una gran rigidez a la torsión producida por cargas descentradas.
- Posee un notable radio de giro, lo que se traduce en un excelente rendimiento para el pretensado.
- Posee considerable espacio interno para su inspección y mantenimiento.
- En varios casos particulares se adapta bastante bien a la prefabricación.
- Facilita el transporte de instalaciones y conductos internos por dentro de la sección.
- Presenta una forma lisa, suave con una superficie plana por lo que se integra bastante bien a su entorno.

Las relaciones canto/luz más habituales en tableros de hormigón pretensado, que es el material utilizado casi siempre para esta tipología, se encuentran entre los valores 1/18 a 1/22 en caso de canto constante.

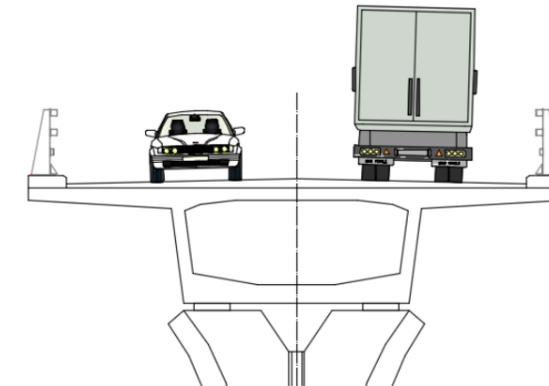


Figura 9. Tablero de sección cajón

2.5. Pilas

La altura requerida en las diferentes pilas varía debido a la morfología del terreno, teniendo pilas de altura moderada en las zonas más distantes al punto más bajo del barranco, y pilas de gran altura en aquellas zonas próximas a éste. Dado que las pilas de altura moderada se diseñarán huecas, se amplía este método constructivo a las demás pilas, para que todas tengan las mismas características geométricas y mecánicas y se comporten de igual manera frente a los esfuerzos sufridos.

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.

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.

2.6. Valoración de la primera fase

En el presente trabajo se han desarrollado un gran número de alternativas para cada puente, en vista de que se disponía de una distancia considerable a salvar.

El trazado discurre por una orografía montañosa y escarpada pero tratando de avanzar lo más paralelo a las curvas de nivel. El río Tuéjar se salva en dos ocasiones con sendas luces similares. Este factor sumado a la geomorfología del entorno, hace que estos se valoren de manera idéntica entre las tipologías de puentes estudiados.



Además del río Tuéjar, también hay que salvar el Barranco del Convento, para el que se propondrán también varias alternativas. Este puente se valorará de forma diferente a los anteriores, ya que cuenta con unas características distintas en cuanto al trazado, luces, altura de rasante, etc.

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 Barranco del Convento en su cruce con la variante *sur* proyectada. En todos los casos se plantean puentes de hormigón de diferentes tipologías, las diferencias radican en las distintas distribuciones 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 anejo de planos.

Vigas artesa

Dado que este barranco se resuelve en doble curva en S con recta intermedia, entran en juego factores de planta y alzado. Las vigas tendrán distintas longitudes en los tramos de curva. Para esta tipología se han llevado a cabo distribuciones de luces de 32 y 38,5 metros. Para ambas opciones la longitud total del puente es similar, difieren la una de la otra en 10 metros, por lo que éste no será un factor determinante. Las dos alternativas se adaptan adecuadamente al terreno y al trazado. Ambas alternativas son muy similares, y aunque la solución de 32 metros de luz tenga una pila más, el transporte de las vigas y su colocación será más factible que en el caso de la solución de 38,5 metros de luz, por lo que resulta este factor más determinante que el número de pilas, eligiendo la alternativa de 32 metros de luz como la óptima.

Puente losa in situ

Para esta tipología se han llevado a cabo distribuciones de luces de 32 y 38,5 metros. La opción de 32 metros contiene dos pilas más, lo que le hace ser 30 metros más larga que la solución de 38,5 metros. Aunque se quisiera reducir su longitud disminuyendo el número de pilas, la altura de estribos no sería adecuada y además una de las pilas se situaría justo en uno de los caminos que hay que salvar, por lo que para esta tipología ha sido elegida la solución de luces de 38,5 metros.

Vigas doble T

Dado que este barranco se resuelve en doble curva en S con recta intermedia, entran en juego además factores de planta y alzado. Las vigas por tanto, tendrán distintas

longitudes en los tramos de curva y clotoide, siendo esta longitud más acusada cuanto más longitud existe entre apoyos y por tanto mayor gasto de material para cubrir dicho acuerdo.

Entre las opciones de vanos de 40 metros y de 30 metros, la primera opción solo puede realizarse con una longitud total de 240 metros, dado que si se realiza de 200 metros la altura de estribos aumenta considerablemente y puede que alguna pila se tenga que disponer sobre el camino de servicio, ocasionando así su posterior reposición y gasto económico. Además, la solución de 30 metros ofrece una longitud total de 210 metros, con una altura de estribos aceptable (<10 metros) y con solo una pila más que la solución anterior. Por lo que resulta más económico ejecutar con vanos de 30 metros.

Cajón prefabricado

Solución adecuada debido a la poca altura del trazado sobre el terreno, pilas de longitud razonable para una solución prefabricada.

Los condicionantes en este caso vienen dados no solo por la morfología del terreno si no por los obstáculos a salvar, en este caso 2 caminos. La hidrología en este caso no se considera importante, puesto que salvo momentos puntuales en lluvias no se espera agua presente en el barranco. Por otra parte es necesario un estudio para saber la longitud de viga máxima que se puede transportar hasta la obra, decisivo para elegir entre las distintas posibilidades de prefabricados.

La distribución de pilares en esta situación viene dada con las limitaciones mencionadas. Las distribuciones estudiadas son:

Distribución de pilas	Longitud entre estribos (m)
7 pilas a 25 metros de distancia	200
6 pilas a 30 metros de distancia	210



5 pilas a 35 metros de distancia	210
5 pilas a 40 metros de distancia	240

Tabla 2. Tabla de comparación de alternativas

Todas las alternativas son muy similares entre sí y se adaptan perfectamente a las limitaciones mencionadas, sin embargo hay una de ellas que parece ser más asequible que el resto, la alternativa de 35,5 metros de luz. Esta solución cuenta con la menor longitud entre estribos y el menor número de pilas, por lo que se elige esta solución.

Cajón in situ

Para esta tipología se han llevado a cabo distribuciones de luces de 40, 45 y 50 metros de luz. Las tres alternativas son muy similares, adaptándose adecuadamente a las limitaciones impuestas. Para las opciones de 45 y 50 metros de luz el número de pilas es el mismo, sin embargo la distancia entre estribos es 20 metros mayor para luces de 50 metros. A priori, la solución de distribución de 45 metros de luz parece ser la óptima, pero para mayor exactitud se someterá a selección multicriterio junto con la alternativa de 40 metros de luz.

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

- Prefabricado con vigas artesa de 32 metros.
- Tablero de sección losa de 38,5 metros de luz.
- Prefabricado con vigas doble T de 30 metros.
- Cajón prefabricado de 35,5 metros.
- Cajón in situ de 45 metros de luz.
- Cajón in situ de 40 metros de luz.

2.7. Valoración de la segunda fase

Tras una primera selección de tipologías y distribución de elementos en las distintas soluciones propuestas para solventar el cruce sobre el Barranco del Convento, donde se plantea construir el tercer puente, se presentan 6 alternativas.

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.

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). 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.

2.7.1. Método PRESS

2.7.1.1. Funcionamiento

Este método trata de determinar la alternativa más favorable desde el punto del análisis comparado con el resto de las alternativas posibles. Esto es, establece las relaciones entre alternativas para todos y cada uno de los criterios establecidos para el estudio de soluciones. De esta manera el método promulga la elección óptima en aquella alternativa que es mejor que las demás en el mayor número posible de criterios y es la que tiene menores debilidades frente a las restantes.

El enfoque conceptual es realmente sencillo y su desarrollo metodológico sigue los siguientes pasos:

- Establecimiento de criterios y pesos específicos: c_j y p_j .
- Valoración de criterios para cada una de las alternativas: x_{ij} .
- Determinación de la matriz de valoración dada por la expresión:

$$Q_{(i,j)} = \frac{x_{ij}}{x_{jmax}} \cdot p_j$$

- Determinación de la matriz de dominación (como ya se ha apuntado el método pivota sobre las importancias, medidas en ventajas o desventajas relativas entre las distintas alternativas para cada uno de los criterios). Estos valores vienen dados por la suma de las diferencias de los valores para cada criterio y alternativas. La matriz responde a la siguiente expresión:



$$T_{(i,j)} = \sum_{k=1}^n [Q_{(i,k)} - Q_{(j,k)}]$$

Se obtienen los valores Di como suma de las filas de la matriz de dominación (determina la prelación de la alternativa i respecto del resto), y di como suma de las columnas correspondientes (determina la ventajas del resto de las alternativas respecto a la alternativa estudiada). El método concluye en la determinación, para todas las alternativas, de la relación entre Di y di siendo la solución óptima el valor:

$$\text{Max} \left[\frac{D_i}{d_i} \right]_{i=1}^{i=n}$$

Este valor, presentado de forma ordenada, facilita la posición final de cada una de las alternativas estudiadas siendo la primera de ellas la que se puede considerar óptima a la vista de todos los criterios y pesos incluidos a lo largo del proceso de toma de decisión.

2.7.1.2. 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 el apéndice I del presente trabajo.

2.7.1.3. Valoración y resultados de alternativas

La valoración de las alternativas respecto a los criterios previamente mencionados ha sido la que sigue:

Criterios	Prefabricado Doble T (30 m)	Cajón prefabricado (35,5 m)	Prefabricado Artesa (32 m)	Cajón in situ (40 m)	Cajón in situ (45 m)	Losa in situ (38,5 m)

Funcionalidad	Posibilidad de futura ampliación	7	7	7	7	7	7
	Eficiencia estructural (optimización de formas)	5	5	5	7	7	7
	Solución adaptable al trazado	5	5	5	10	10	10
Construcción	Plazo de ejecución	7	7	7	5	5	5
	Simplicidad método constructivo	7	5	7	5	5	3
	Nº pilas (cimentación requerida)	3	5	5	7	10	7
	Acceso de elementos a la obra	3	5	5	7	7	7
	Pilas en el cauce	5	5	5	7	10	7
	Seguridad en la construcción	5	7	5	10	10	10
Integración en el entorno	Afección medioambiental	3	5	7	5	5	5
	Aceptación social	5	5	5	5	5	5
	Afección visual al entorno	3	5	5	5	5	7
	Integración con el entorno presente	3	5	5	5	5	7



Estética	Diseño innovador	3	3	3	7	7	7
	Belleza arquitectónica	3	5	5	7	7	10
Economía	Relación coste/metro de tablero	5	5	5	5	7	7
	Coste mantenimiento	3	5	5	7	7	7
Durabilidad	Material	7	7	7	7	7	7
	Discontinuidades	3	5	5	10	10	10
	Protección de materiales (galvanización, chapas, inoxidable...)	5	5	5	5	5	5
	Penalizar número de apoyos y juntas	5	5	5	10	10	7

Tabla 3. Matriz de valoración

Con estas valoraciones a las distintas alternativas, se realizan los cálculos anteriormente mencionados en el apartado 2.7.2.1 obteniéndose los siguientes resultados:

Tipología	Puntuación obtenida
Prefabricado doble T (30 m)	0
Cajón prefabricado (35,5 m)	0,136
Prefabricado artesa (32 m)	0,190
Cajón in situ (40 m)	5,613

Cajón in situ (45 m)	20,046
Losa in situ (38,5 m)	13,210

Tabla 4. Índice PRES para cada alternativa

Por tanto tras la valoración, la opción más recomendable es la construcción mediante cajón in situ de 45 metros de luz.

2.8. Conclusión y comentarios

Tras la valoración de las alternativas preseleccionadas, la matriz de dominación muestra que la tipología de puente mediante cajón in situ de 45 metros de luz es la más idónea para salvar el puente objeto de estudio.

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 los dos cajones in situ y la losa ejecutada también in situ, siendo el cajón ejecutado in situ de 45 metros de luz el que obtiene mayor puntuación. Los factores que han decidido esta opción son construcción, economía y durabilidad. Esto puede explicarse dado que esta solución contiene un número menor de pilas, además de contar con una longitud de tablero más corta que el resto. Otro factor importante por el que esta alternativa ha obtenido mayor puntuación es su continuidad a lo largo del puente, evitando las juntas abiertas que pueden mermar la durabilidad del mismo con el paso del tiempo.

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.

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 menos 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 puente objeto de estudio, pero los factores mencionados al principio de este apartado hacen que la opción de tablero de sección cajón ejecutado in situ de 45 metros de luz 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

3.2. 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 vibraciones inaceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- E.L.S de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles. Uno de los objetivos de la comprobación de este E.L.S es evitar los fenómenos de fatiga oligocíclica.
- 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.
- E.L.U de rotura, por deformación plástica excesiva, inestabilidad local por abollamiento o pérdida de estabilidad de una parte o la totalidad de la estructura.
- E.L.U de fatiga, por fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

3.3. Valores característicos de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en las Instrucciones indicadas en el apartado 3.1 del presente documento.

3.3.1. Acciones permanentes

Las acciones permanentes son las producidas por el peso de los elementos que conforman el puente, y se supone que actúan en todo momento, siendo constantes en magnitud y posición. Están formadas por el peso propio y la carga muerta.

3.3.1.1. Peso propio

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad del hormigón el valor de 25 KN/m³.



3.3.1.2. Carga muerta

La carga muerta es la acción correspondiente al peso de los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales. En este caso se ha considerado el peso del pavimento y de los pretilos.

- Pretilos de protección: considerados de hormigón y con un valor de 5,7 KN/ml. Este valor se aplica en ambos extremos de la sección del tablero.
- Pavimento: Se emplea un espesor medio de 10 cm y un peso específico de 23 KN/m³. Según la IAP-11 hay que considerar dos valores para esta carga:

Valor inferior ($G_{k, inf}$):

$$G_{k, inf} = 0,1 \cdot 23 = 2,3 \text{ KN/m}^2$$

Valor superior ($G_{k, sup}$):

$$G_{k, sup} = 0,1 \cdot 23 \cdot 1,5 = 3,45 \text{ KN/m}^2$$

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:

Siendo "b" el ancho de la base superior del cajón, el pretensado necesario por metro lineal de tablero resulta ser:

$$P = 15 \times b = 15 \times 10,5 = 157,5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Para llevar a cabo el tesado se emplean torones de 15,7 mm de diámetro nominal. Para obtener el número de torones necesarios se realiza el siguiente cálculo:

$$\frac{\text{Fuerza requerida (Kg/m)}}{\text{Masa nominal (Kg/m)}} = \frac{157,5 \text{ Kg/m}}{1,172 \text{ Kg/m}} = 134 \text{ torones}$$

Como el número de almas del cajón es 2, se disponen 67 torones por alma. Para este número de torones lo más razonable es disponer 4 tendones por alma, incluyendo en cada tendón 17 torones. Sin embargo, en este caso la disposición más óptima sería la colocación de 19 torones por tendón, puesto que la placa de anclaje del pretensado

admite hasta 19 torones, siendo conveniente aprovechar al máximo dicha placa. El diámetro de vaina a disponer será de 100 mm.

Una vez determinado el número de tendones y torones que aplicarán la fuerza del pretensado sobre el puente en cuestión, se pasa a calcular la fuerza de pretensado aplicada por tendón. Para ese número de torones por tendón la fuerza de pretensado de rotura es 5301 KN, por lo tanto en cada tendón aplicaremos una fuerza de pretensado de 3710,7 KN. Sin embargo, cuando se introduce dicha fuerza de pretensado en la estructura modelizada mediante el software de cálculo CSI Bridge, en los resultados se percibe un exceso de pretensado, por lo que se considera disponer finalmente 3 tendones por alma.

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

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.

- Fluencia

Esta es calculada según el artículo 39.8 de la instrucción EHE-08. El cálculo es dependiente 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.

El incremento de deformación unitaria por fluencia, $\Delta \epsilon_{cc}(t, t_{0i})$, 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 sección del tablero.

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

donde:

$\varphi_0 = \varphi_{HR}\beta(f_{cm})\beta(t_{0i})$, siendo φ_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%)

α_1 factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

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

α_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_{0i} es el número de días transcurridos hasta la aplicación de la carga.

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

α_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%)

➤ 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.

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

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

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

siendo:



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

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

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

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

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

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 $k_e = 0,725$.

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

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 α_{ds1} y α_{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.

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

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

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.

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.

3.3.2. Valores característicos de las acciones variables

Las acciones variables son las referentes al peso de los elementos que pueden actuar o no sobre la estructura con el paso del tiempo.

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.

Fuerzas verticales

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 según (UNE-EN 1991-2), la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud mayor como es este caso, 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.

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

En este caso el ancho de la plataforma es de 9 metros, por lo que el número de carriles virtuales es 3. No existe área remanente.

Para el caso del carril virtual más cargado (carril virtual 1) se define un patrón de cargas verticales 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.
- Una sobrecarga uniforme de valor 9 KN/m² actuante sobre todo el carril virtual.



Para el caso del 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.
- Una sobrecarga uniforme de valor 2,5 KN/m² actuante sobre todo el carril virtual.

Para el caso del 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.
- Una sobrecarga uniforme de valor 2,5 KN/m² actuante sobre todo el carril virtual.

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

Fuerzas horizontales

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

- Frenado y arranque

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

Se considera toda la acción del frenado en una sola dirección a pesar de los ambos sentidos de circulación de los carriles.

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

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

Siendo L la longitud entre juntas.

En este caso como el ancho de los carriles virtuales es de 3 metros y la distancia entre juntas contiguas es superior a 1,2 metros, la expresión del valor característico de esta acción queda de la siguiente manera:

$$180 \text{ KN} \leq Q_{1k} = 360 + 2,7 \cdot L \leq 900 \text{ KN}$$

$$Q_{1k} = 900 \text{ KN}$$

- Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales

La fuerza centrífuga es la fuerza transversal que los vehículos ejercen sobre la carretera al tomar una curva. Su valor se determina mediante una de las siguientes expresiones:

$$Q_{tk} = 0,2 \cdot Q_v \quad \text{si } r < 200 \text{ m}$$

$$Q_{tk} = 40 \cdot Q_v / r \quad \text{si } 200 \text{ m} < r < 1500 \text{ m}$$

$$Q_{tk} = 0 \quad \text{si } 1500 \text{ m} < r$$

Siendo:

$$Q_v = \sum 2 \cdot Q_{ik} = 1200 \text{ KN}, \text{ peso total de los vehículos pesados}$$

r: radio del eje del tablero en planta (m).

En este caso la fuerza centrífuga actuará en dos tramos del puente:

- Tramo curvo al comienzo del puente que se extiende desde el PK 4+390,42 hasta el PK 4 +479 con un radio medio de 200 metros.

$$Q_{tk} = 40 \cdot Q_v / r = 240 \text{ KN}$$

- Tramo curvo al final del puente que se extiende desde el PK 4+530,84 hasta el PK 4+597,42 con un radio medio de 135 metros.

$$Q_{tk} = 0,2 \cdot Q_v = 240 \text{ KN}$$

En el modelo del puente esta carga se sitúa en el centro de la curva con dirección transversal a la directriz de la carretera.

Otra fuerza transversal que hay que tener en cuenta además de la centrífuga es el efecto del derrape durante el frenado. Se trata de una fuerza transversal Q_{trk} , en la superficie del pavimento, igual al 25% de la fuerza de frenado o arranque Q_{1k} , que actúa simultáneamente con ella.

$$Q_{\text{trk}} = 0,25 \cdot Q_{lk} = 225 \text{ KN}$$

El efecto del derrape afectará a los dos tramos curvos del puente definidos anteriormente.

3.3.2.2. Viento

Se calcula el efecto del viento sobre la estructura asemejándolo a una carga estática equivalente actuante sobre el tablero en dirección normal a la directriz del tablero. El punto de aplicación es el borde superior del tablero. Se considera un período 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.

Velocidad básica del viento

La velocidad básica del viento (V_b) es la velocidad media a lo largo de un período de tiempo de 10 minutos con un período 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 es igual a 26 m/s



Figura 10. Mapa de isotacas para la obtención de la velocidad básica fundamental del viento

La velocidad básica del viento para un período de retorno T de 50 años resulta ser:

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

Para un período de retorno de 100 años, la velocidad básica del viento V_b (100) será:

$$V_b(100) = V_b \cdot C_{\text{prob}}$$

Donde:

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

C_{prob} : factor de probabilidad. Se puede considerar igual a 1,04 para un período de retorno de 100 años.

$$V_b(100) = 27,04 \text{ m/s}$$

Velocidad media del viento



La velocidad media del viento $V_m(z)$ a una altura z sobre el terreno dependerá de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento V_b , y se determinará según la expresión siguiente:

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

Donde:

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

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.

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

$$c_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z > z_{\min}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min}$$

Siendo:

z : altura del punto de aplicación del empuje del viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo el puente. En este caso se considera de 32 metros.

K_r : factor del terreno. Según la tabla 4.2-b de la IAP-11 tiene un valor de 0,19.

z_0 : longitud de la rugosidad. Según la tabla 4.2-b de la IAP-11 tiene un valor de 0,05 metros.

z_{\min} : altura mínima. Según la tabla 4.2-b de la IAP-11 tiene un valor de 2 metros.

Debido a que la altura de aplicación del empuje del viento respecto del terreno es mayor que la altura mínima, el valor de $c_r(z)$ da como resultado:

$$c_r(z) = 1,2277$$

Finalmente la velocidad media del viento tiene un valor de:

$$V_m(z) = 33,2 \text{ m/s}$$

Empujes sobre el tablero

- 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.

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

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

El resto variables han sido definidos anteriormente.

El valor $c_e(z)$ por tanto es de: 3,14

También es necesario la obtención del coeficiente de fuerza en la dirección X.

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

Siendo:

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

h_{eq} se tomará como los 2,25 metros de canto del tablero, más 2 metros debido al efecto barrera de la sobrecarga de uso según el apartado 4.2.3 de la norma IAP-11.

El coeficiente de fuerza en la dirección X toma el valor de 1,76.

Sobre este valor se puede aplicar una reducción del 3,5% (0,5% por cada grado de inclinación de las almas) y se obtiene $c_{f,x} = 1,698$

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}) toma el valor de 879,75 m²

Finalmente el empuje del viento sobre el elemento 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 $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$:

$$F_W = 2142,56 \text{ KN}$$

Es decir, 10,35 KN/m repartidos en una carga lineal en el borde del tablero.

- Empuje provocado por el viento longitudinal

No se considera esta acción para un primer dimensionamiento del puente.

- Empuje vertical



No se considera esta acción para un primer dimensionamiento del puente.

Empujes sobre las pilas

El empuje se obtendrá en función del área de referencia y el coeficiente de fuerza adecuado a la forma de su sección transversal.

El coeficiente de fuerza se puede ver minorado por un factor reductor en función de un posible redondeo en las esquinas de la sección. En este caso no presenta dicha reducción, el coeficiente de fuerza por tanto queda 1,835 según la tabla 4.2-b de la norma IAP-11.

$V_B(100)$ toma el valor anteriormente calculado: 27,04 m/s

El área de referencia de la primera pila en el sentido del avance de los PK es: 20,8 m² (obtenido gráficamente) y el valor de $c_e(z)$ es: 2,09

El área de referencia de la segunda pila en el sentido del avance de los PK es: 24,8 m² (obtenido gráficamente) y el valor de $c_e(z)$ es: 2,19

El área de referencia de la tercera pila en el sentido del avance de los PK es: 41,6 m² (obtenido gráficamente) y el valor de $c_e(z)$ es: 2,52

El área de referencia de la cuarta pila en el sentido del avance de los PK es: 28,8 m² (obtenido gráficamente) y el valor de $c_e(z)$ es: 2,29

La fuerza del viento que afecta a la primera pila es de 36,37 KN, que distribuidos sobre los 13 metros de pila equivale a 2,8 KN/m

La fuerza del viento que afecta a la segunda pila es de 45,6 KN, que distribuidos sobre los 15,5 metros de pila equivale a 2,94 KN/m

La fuerza del viento que afecta a la tercera pila es de 87,96 KN, que distribuidos sobre los 26 metros de pila equivale a 3,38 KN/m

La fuerza del viento que afecta a la cuarta pila es de 55,20 KN, que distribuidos sobre los 18 metros de pila equivale a 3,07 KN/m

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 mediante incrementos de longitud.

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).

➤ Componente uniforme

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 100 años ($T_{max,p}$ y $T_{min,p}$) mediante las expresiones:

$$T_{max,p} = T_{max} \{K_1 - K_2 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

$$T_{min,p} = T_{min} \{K_3 + K_4 \cdot \ln[-\ln(1 - p)]\}$$

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

$K_1=0,781$; $K_2=0,056$; $K_3=0,393$; $K_4=-0,156$

Los valores T_{max} y T_{min} toman los valores de la gráfica 4.3-a y de la tabla 4.3-a respectivamente, considerando la zona climática invernal 5 y considerando la altura de Chelva 500 msnm.

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

Por lo que:

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

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

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_{max} y T_{min} los definidos anteriormente y ΔT los definidos en la tabla 4.3-b de la norma IAP-11 para el tipo de tablero 3.



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

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

A partir de los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial T_0 , se obtendrán los rangos de variación térmica que permitan determinar la contracción y la dilatación máximas del tablero.

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

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

Siendo la temperatura inicial T_0 de 15°C

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

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

- Componente de la diferencia de temperatura vertical

Para 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 de la citada IAP-11.

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 y se emplearán aquellos señalados para una capa de espesor del pavimento de 6 mm. y tipo de tablero 3 (Hormigón)

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

$$\Delta T_{M,heat} = 9,3 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

- Componente de la diferencia de temperatura horizontal

La diferencia de temperaturas entre los extremos del tablero puede estimarse en 5°C según la tabla 4.3-f

- Combinación de acciones térmicas

Si debido al esquema estructural, es necesario tener en cuenta la actuación simultánea de la variación uniforme de temperatura y la diferencia de temperatura, ambas componentes se combinarán de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$\Delta T_m + w_N \cdot \Delta T_n$$

$$w_M \cdot \Delta T_m + \Delta T_n$$

Con $w_N = 0,35$ y $w_M = 0,75$

Acciones térmicas en pilas

En las pilas se considera una variación de 5° entre las caras externas opuestas y 15°C entre las caras internas y externas de pila. (Apartado 4.3.2 de la IAP-11)

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. Según la altitud de Chelva de 475 metros sobre el nivel del mar y la zona climática 5, queda el valor s_k igual a $0,4 \text{ KN/m}^2$

Finalmente el valor característico de la sobrecarga de nieve (q_k) es $0,32 \text{ KN/m}^2$

Debido al valor característico tan bajo, y al no ser concomitante con la sobrecarga de uso, no se plantea esta acción para un primer cálculo.

3.3.3. Valores característicos de las acciones accidentales

No se considera esta acción

3.3.4. 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 $a_b < 0,4$, por lo que no se tienen en consideración las sollicitaciones derivadas de un sismo.



3.4. Valores representativos de las acciones

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 (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 3.3.1.2.

3.4.2. Acciones permanentes de valor no constante

Para las acciones permanentes de valor no constante, el valor característico será el correspondiente al instante t en el que se realiza la comprobación.

3.4.3. Acciones variables

Cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos según la comprobación que se esté definiendo:

- Valor característico Q_k : valor de la acción cuando actúa aisladamente.
- Valor de combinación $\psi_0 Q_k$: Será el valor de la acción cuando actúe con alguna otra acción variable, para tener en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones independientes.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite último en situación persistente o transitoria y de estados límite de servicio irreversibles.

- Valor frecuente $\psi_1 Q_k$: Será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante un periodo de corta duración respecto a la vida útil del puente. Corresponde a un periodo de retorno de una semana.

Este valor se utilizará en las comprobaciones de estados límite último en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles.

- Valor casi-permanente $\psi_2 Q_k$: Será el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Este valor se utilizará también en las comprobaciones de estado 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 ψ es diferente según la acción de que se trate adoptando los valores de la tabla 6.1-a de la IAP-11.

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	Vehículos pesados	0,75	0,75	0	
	gr 1, Cargas verticales	Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		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_{sk}	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 ψ_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 5. Factores de simultaneidad

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 γ_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 de Servicio (E.L.S)

Para las comprobaciones en estado límite de servicio, se adoptarán los valores de los coeficientes parciales γ_F indicados en la tabla 6.2-c de la IAP-11.

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_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 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	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
	Asientos	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 6. Coeficientes parciales para las acciones (ELS)

3.5.2. Estados Límite Último (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 de la IAP-11.

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 γ_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	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	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 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
	Asientos	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 tesar.
 (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 7. Coeficientes parciales para las acciones (ELU)



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:

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

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

γ_G, γ_Q coeficientes parciales

En la modelización con el software CSiBridge se han realizado las 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:

- 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.

3.6.2. Estados Límite de 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
- Hormigón en estribos HA-25/B/20/IIa
- Hormigón en pilas HA-30/B/30/IIb
- Hormigón en tablero HP-40/B/20/IIa

4.1.2. Módulo de elasticidad

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

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

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

4.1.3. Coeficiente de dilatación térmica

Se considera $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

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 $E_s = 2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$.

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 mm²

4.4. Nivel de control

El control de calidad de los elementos abarca el control de materiales y el control de ejecución.

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 tiene 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 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
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 $\gamma_c = 1,5$
- Acero de armar $\gamma_s = 1,15$
- Acero de pretensado $\gamma_p = 1,1$



5. MODELO DE CÁLCULO

5.1. Software utilizado

5.1.1. CSI Bridge

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 distintos 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. 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.

5.1.3. 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 y tablero.

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.

5.1.4. 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.

5.2. Definición del modelo

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

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.

Definición de los elementos

➤ **Tablero**

Para la implementación del tablero mediante el programa CSI Bridge, los parámetros a introducir son: sección transversal del tablero, pendiente longitudinal y trazado en planta.

Una vez introducidos los datos, el tablero queda definido en el programa de la siguiente manera:

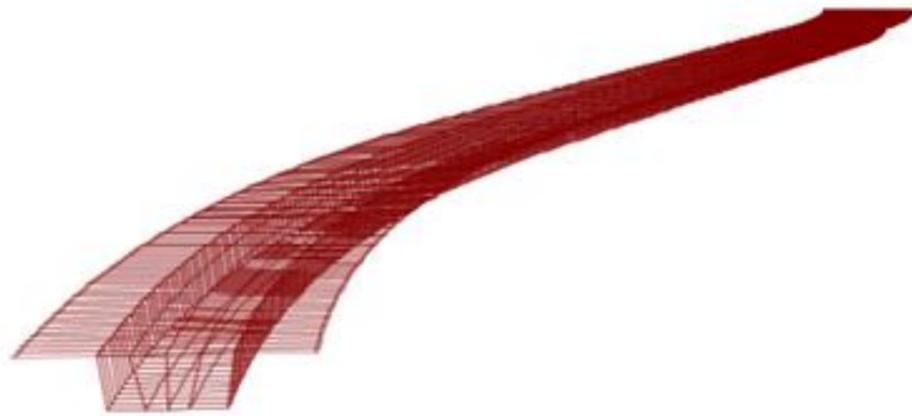


Figura 11. Modelo del tablero en CSI Bridge.

➤ Apoyos

Los apoyos se introducen en el programa como muelles, a los que se les asigna la rigidez del neopreno calculado. También se definen los desplazamientos y giros que quedan permitidos o bloqueados en las tres direcciones.

➤ Pilas

Para la implementación de las pilas se introduce la sección transversal de la pila, su altura y su condición con el terreno.

Definición de las acciones

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

➤ Carga muerta

Esta acción está compuesta por el peso de los pretilos y del pavimento. En el modelo se introducen los valores de las cargas determinados en el apartado “3.3.1.2 Carga muerta”.

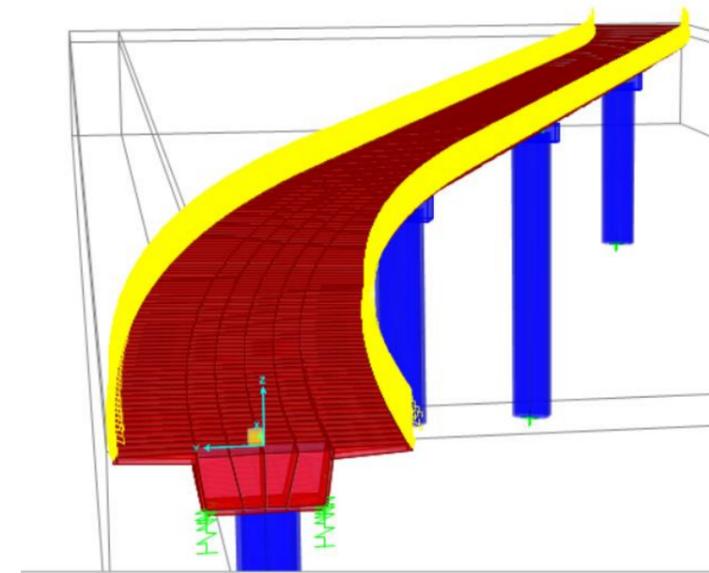


Figura 12. Visualización de la carga de los pretilos

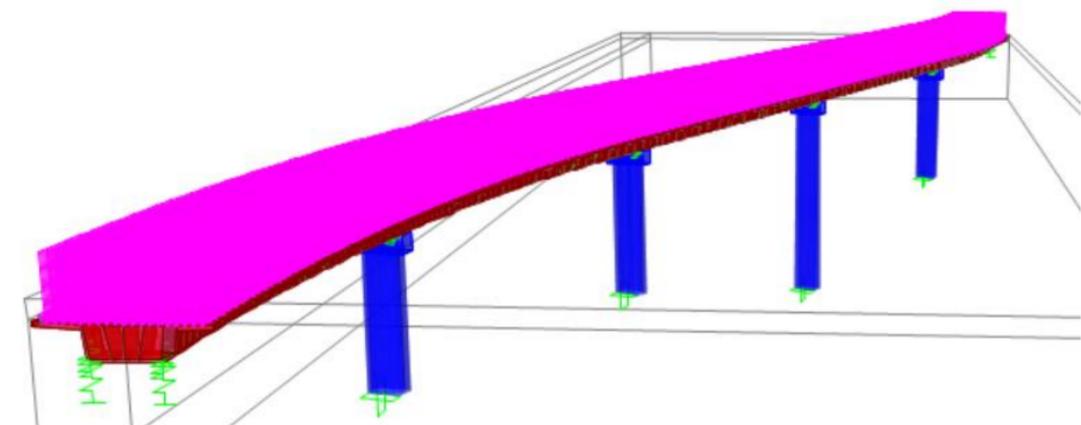


Figura 13. Visualización de la carga del pavimento

➤ Sobrecarga de uso

El programa permite crear carriles virtuales, así como asignar a cada carril sus respectivas cargas. En este caso se crean tres carriles virtuales y a cada carril se le asignan sus correspondientes cargas puntuales y repartidas, es decir, las indicadas en el apartado “3.3.2.1 Sobrecarga de uso”.

➤ Acción térmica

Las acciones térmicas se definen actuantes en todo el tablero con los valores calculados en el apartado “3.3.2.3 Acción térmica”.

Componente uniforme

Se modelizan dos cargas correspondientes a la componente uniforme de temperatura:

En el programa se han designado como “calentamiento” (dilatación) y “enfriamiento” (contracción).

Variación por gradiente

Se modelizan también dos cargas correspondientes a la variación por gradiente:

En el programa se han designado como “gradiente1” (fibra superior más caliente) y “gradiente2” (fibra inferior más caliente).

➤ Viento

La acción del viento se introduce en el modelo como una fuerza lineal y uniforme, actuante horizontalmente sobre el borde superior del tablero y sobre el fuste de las pilas.

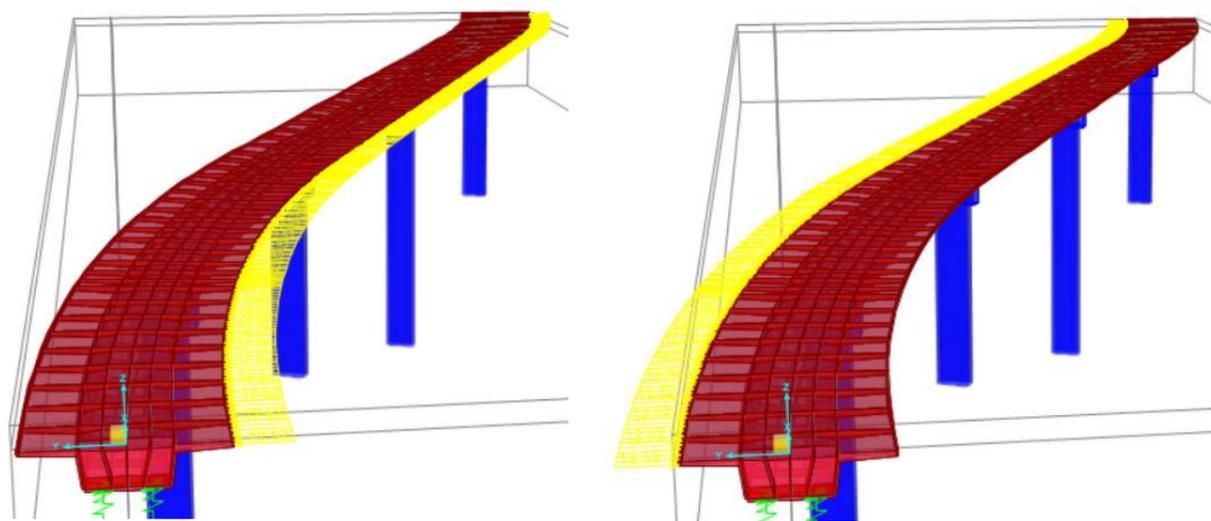


Figura 14. Visualización viento

➤ Frenado

La acción del frenado dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección de la carretera. Se considera toda la acción del frenado en una sola dirección a pesar de los ambos sentidos de circulación de los carriles.

En el programa introduciremos “Frenado1” y “Frenado2”, uno para cada sentido de circulación, con el valor calculado anteriormente en el apartado “3.3.2.1 Sobrecarga de uso”.

Además de estos dos casos de carga, simultáneamente al frenado, en los tramos curvos actúa la acción del derrape, por lo que implementaremos una carga “derrape” aplicada en la dirección transversal del eje de la carretera con su valor correspondiente.

➤ Centrífuga

La fuerza centrífuga es la fuerza transversal que los vehículos ejercen sobre la carretera al tomar una curva, por lo que definiremos una carga “centrífuga” con su valor correspondiente.

➤ Pretensado

El pretensado se introduce por fases, se modelizan dos tendones que agrupan la fuerza y el área de pretensado de las dos almas. Estos dos tendones no se introducen continuos a lo largo de todo el tablero, sino que se introducen por fases, es decir, se introducen dos tendones por fase (uno para cada alma). De esta forma queda reflejado el proceso constructivo en la modelización de la estructura.

También se introducen dos tendones continuos a lo largo de todo el puente, con las mismas características geométricas y mecánicas a los anteriores, para simular el pretensado de la estructura a tiempo infinito.

Combinación de acciones

Las combinaciones de los esfuerzos se realizan en el software CSI Bridge mediante los comandos *Loas 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.

Con la herramienta *Load cases* se asignan las distintas acciones como se han indicado en los puntos anteriores, y con la herramienta *Load combinations* se les asignan los pesos deseados.

El sumatorio de las acciones se lleva a cabo mediante la herramienta *Load combinations*. Este comando, además de permitir asignar pesos a las acciones, también permite llevar a cabo una suma aditiva de las diferentes acciones que se quieran combinar. Para realizar este sumatorio, basta con indicar en la pestaña que aparece en un determinado *Load*



combinations la opción *Linear Add*. Si por el contrario queremos hacer una envolvente de esfuerzos tendremos que indicar en esa misma pestaña la opción *Enveloped*.

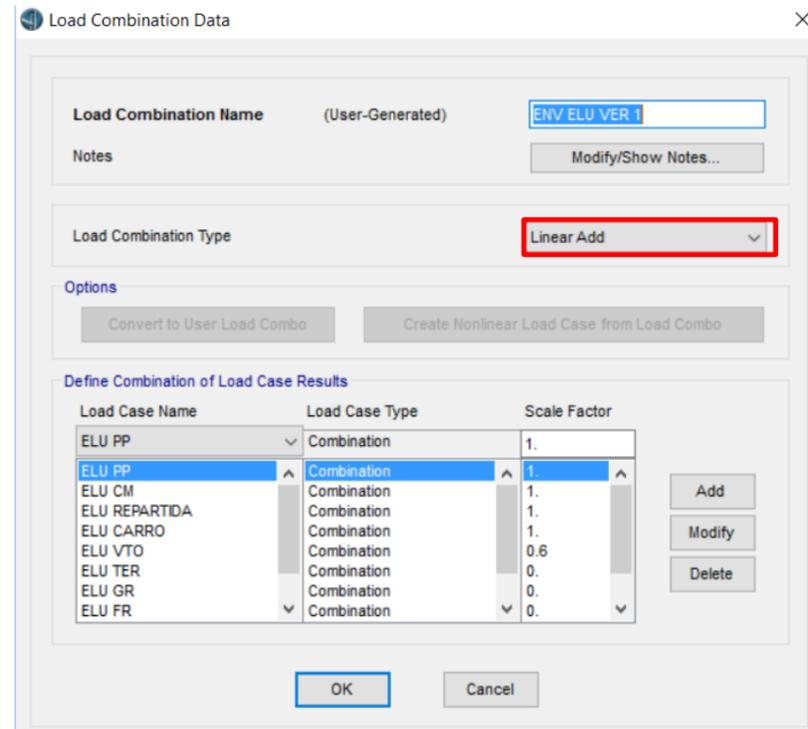


Figura 15. Ventana Load Combinations

6. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN

6.1. Proceso constructivo. Influencia del mismo sobre el dimensionamiento

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

En el caso del puente sobre el Barranco del Convento, la construcción (más detallada en el apartado 7 de esta misma memoria) se realiza por fases.

Tras la el hormigonado de cada una de las fases, se efectúa un pretensado para compensar los momentos que aparezcan en la estructura por el efecto del peso propio.

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.

Para reflejar de algún modo el proceso evolutivo de la construcción, en el software de cálculo CSI Bridge, se consideran dos modelos:

- 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.
- El modelo de puente construido por fases, en el que viene implementado la construcción evolutiva y el pretensado aplicado en cada fase. Dicho modelo será el que proporcione los esfuerzos del peso propio a tiempo 0.

Para la obtención de los esfuerzos debidos al peso propio a tiempo infinito, se calculan como la media del esfuerzo obtenido a tiempo cero y el esfuerzo que proporciona el modelo de puente monolítico.

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.

6.2. Sección del tablero

En este apartado se comprueba la sección del tablero frente a esfuerzos en Estado Límite Último de flexión mediante el prontuario informático. También se comprueba el Estado Límite de Servicio de fisuración y la resistencia a cortante de la sección.

6.2.1. Comprobación de sección en ELU

Se realiza la comprobación de algunas secciones con la ayuda del prontuario informático de la EHE.

Se comprueban a rotura (ELU) las secciones más desfavorables a tiempo inicial (instante en el que finaliza la construcción del puente) y a tiempo infinito. Ambas situaciones presentan algunas diferencias debido a que con el paso del tiempo, la fluencia del hormigón hace que los momentos flectores se “asienten”.

Las secciones más desfavorables se corresponden con las secciones donde actúan el momento negativo máximo y el momento positivo máximo. Estas secciones se encuentran a la altura de la pila 2 y en el centro del cuarto vano. Además de estas secciones, se han comprobado cuatro secciones más, donde también se producen esfuerzos singulares.

El armado longitudinal de las distintas secciones a comprobar es el mismo para todas, el único elemento que varía de una sección a otra es la posición del cable de pretensado.

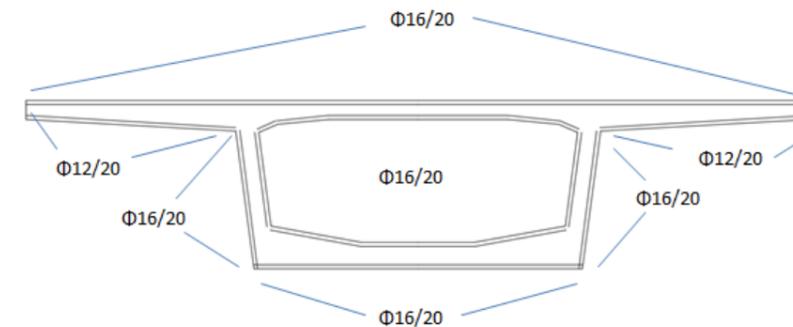


Figura 16. Armado longitudinal del tablero



Sección 1. Punto de inflexión del cable de pretensado en el vano 3.

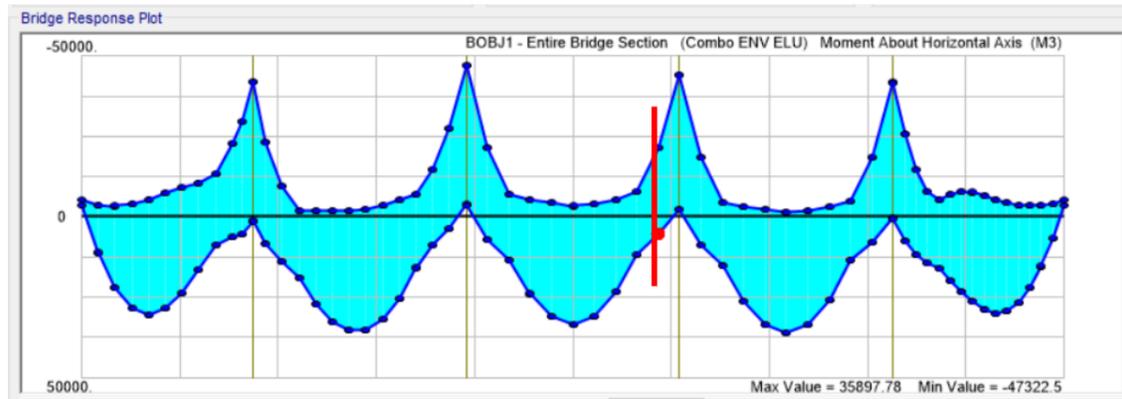


Figura 17. Envoltente de momentos máximos y mínimos en ELU de la sección 1

Sección 1	M3(KNm)	-21712.9374	Mu3(KNm)	-55129
	M2(KNm)	-3162.4562	Mu2(KNm)	-8550
	CSCM		2.54	

Sección 2. Zona central del primer vano.

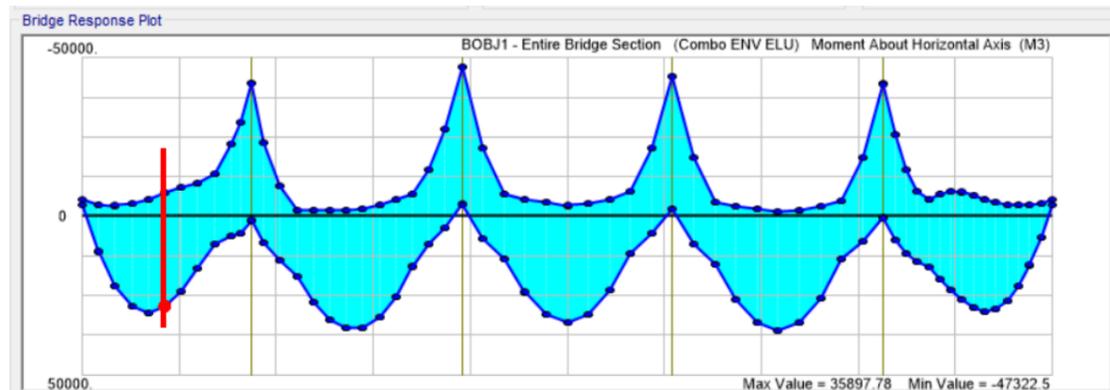


Figura 18. Envoltente de momentos máximos y mínimos en ELU de la sección 2

Sección 2	M3(KNm)	28569.8987	Mu3(KNm)	62476
	M2(KNm)	1205.2121	Mu2(KNm)	2695.7
	CSCM		2.19	

Sección 3. Zona central del último vano.

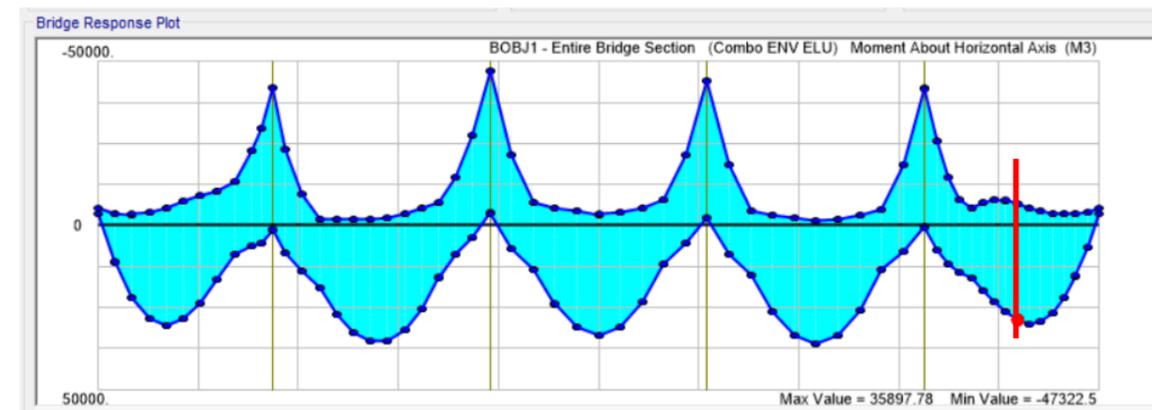


Figura 19. Envoltente de momentos máximos y mínimos en ELU de la sección 3

Sección 3	M3(KNm)	28873.1274	Mu3(KNm)	62571
	M2(KNm)	1364.1324	Mu2(KNm)	3115.5
	CSCM		2.17	

Sección 4. Punto de inflexión del cable del pretensado en el vano 2.

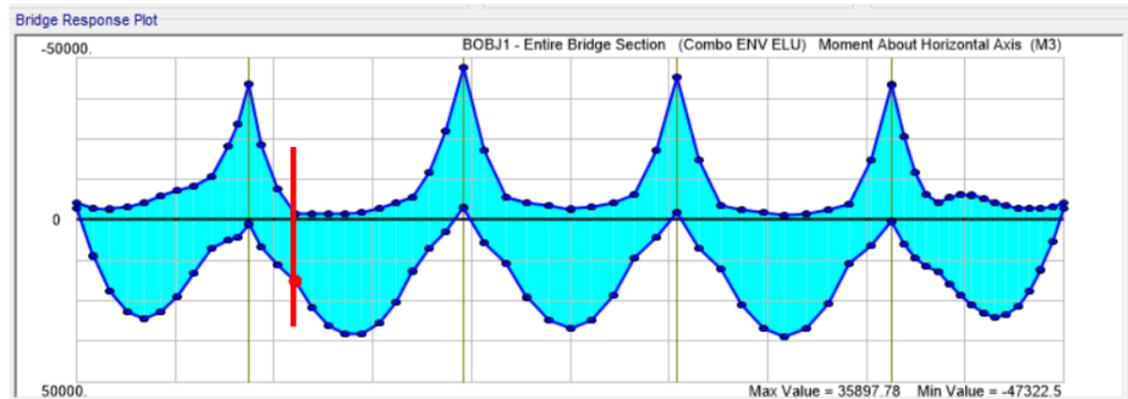


Figura 20. Envoltorio de esfuerzos máximos y mínimos en ELU de la sección 4

Sección 4	M3(KNm)	19086.2656	Mu3(KNm)	41914
	M2(KNm)	2682.3946	Mu2(KNm)	6621.7
	CSCM		2.2	

Sección 5. Punto en el que el momento negativo es máximo.

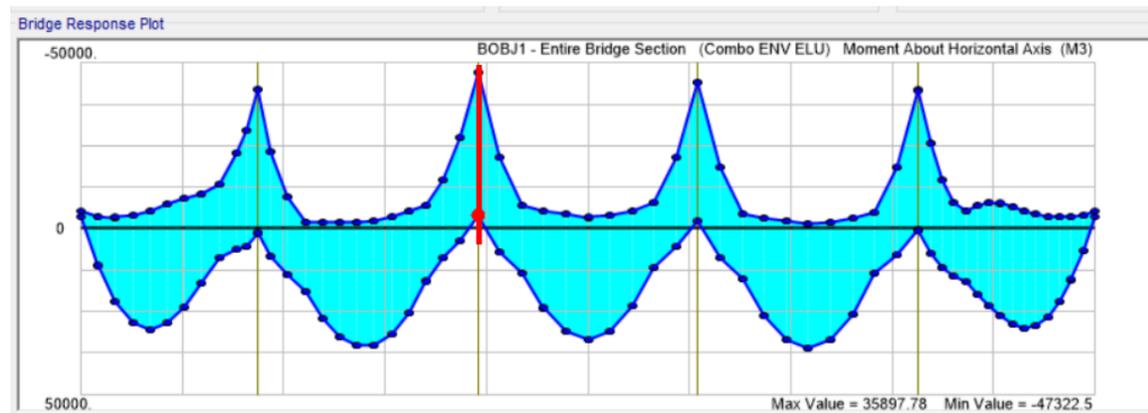


Figura 21. Envoltorio de esfuerzos máximos y mínimos en ELU de la sección 5

Sección 5	M3(KNm)	35897.785	Mu3(KNm)	59971
	M2(KNm)	2693.4122	Mu2(KNm)	4369.3
	CSCM		1.67	

Sección 6. Punto en el que el momento positivo es máximo.

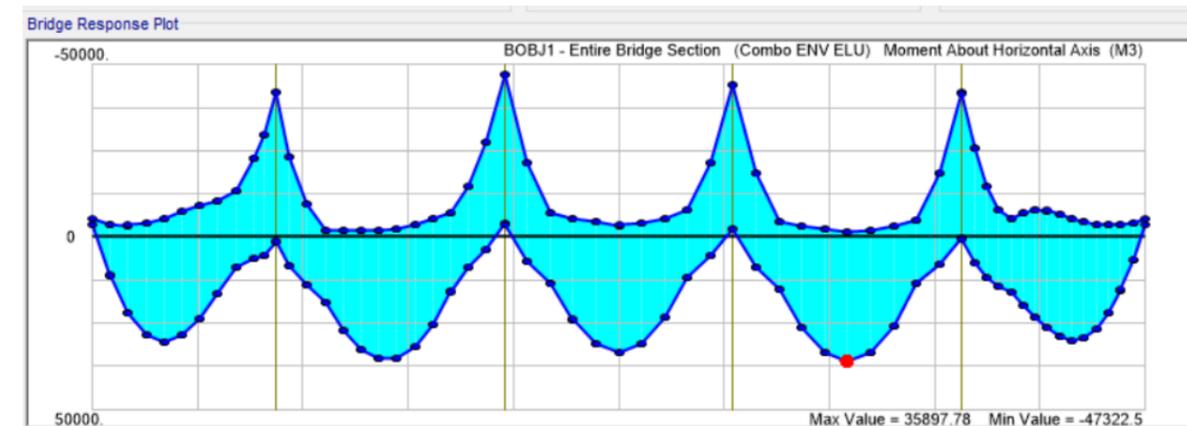


Figura 22. Envoltorio de esfuerzos máximos y mínimos en ELU de la sección 6

Sección 6	M3(KNm)	-47322.4914	Mu3(KNm)	-69534
	M2(KNm)	-2858.0252	Mu2(KNm)	-4548.6
	CSCM		1.47	

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.

6.2.2. Comprobación de ELS de fisuración

Así mismo se comprueba manualmente la fisuración del hormigón del tablero frente a esfuerzos de la combinación frecuente de Estado Límite de Servicio. Se analizan la fibra

superior e inferior obteniendo la tensión del hormigón y se llevarán a cabo dos comprobaciones:

- La tensión del hormigón a tracción no debe superar su resistencia a tracción ($f_{ct,m,fl}$), siendo ésta de -3,5 MPa.
- Las tensiones de compresión del hormigón también deberán cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 24 \text{ MPa}$$

Por medio del programa CSI Bridge se procede a realizar las comprobaciones anteriores.

Tensión de compresión del hormigón

- Fibra superior

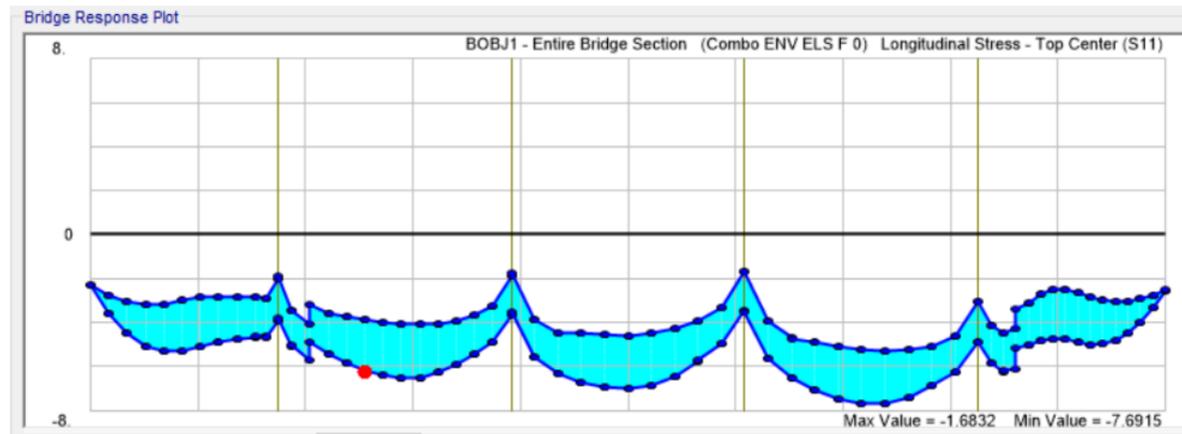


Figura 23. Tensiones en la fibra superior de la sección transversal del tablero a lo largo de todo el puente

Como se puede apreciar en la *figura 24*, la fibra superior está en todo momento comprimida, por lo que la tensión del hormigón no sobrepasará en ningún momento su resistencia a tracción, cumpliendo en todo momento la primera comprobación.

En el caso de la tensión de compresión del hormigón, se observa un valor máximo de 7,69 MPa, cumpliendo así la segunda comprobación.

- Fibra inferior

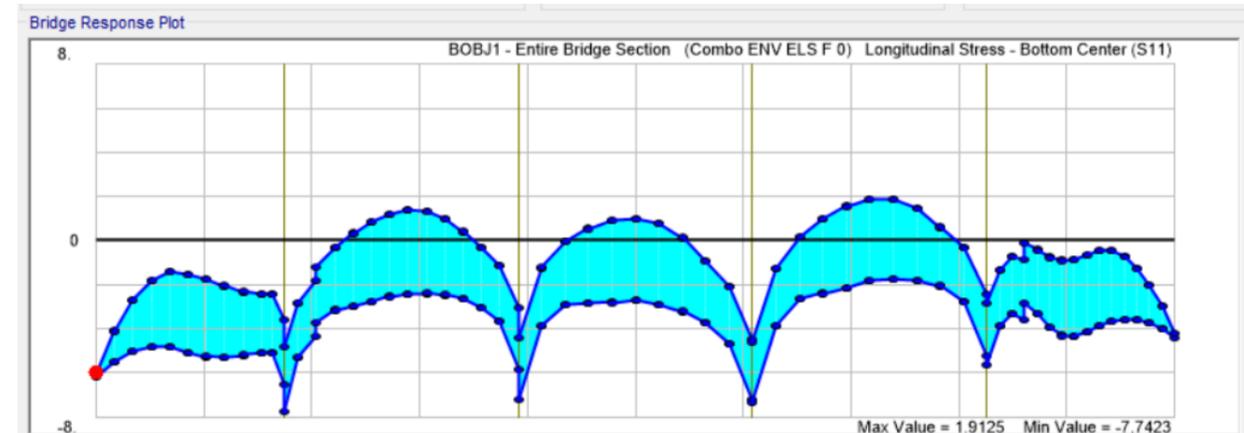


Figura 24. Tensiones en la fibra inferior de la sección transversal del tablero a lo largo del puente

A diferencia de la fibra superior, la fibra inferior sí trabaja a tracción en los tres tramos centrales.

6.3. Neoprenos

Se dimensionan los neoprenos atendiendo a los esfuerzos obtenidos con CSiBridge en combinación ELS característica.

El procedimiento que se ha llevado a cabo para dimensionar los neoprenos es el siguiente:

- Para cada apoyo se obtienen los esfuerzos de compresión más desfavorables y el máximo desplazamiento que sufrirá ese apoyo debido a las cargas actuantes
- Estos esfuerzos se comparan con los máximos que resisten los neoprenos que aparecen en el catálogo utilizado de VSL.
- En primer lugar se escoge el que resiste dichos esfuerzos. Esta primera comprobación dará a conocer el área del neopreno. Para obtener el canto del mismo, se compara el máximo desplazamiento obtenido con el máximo desplazamiento resistente del grupo de neoprenos con las dimensiones obtenidas anteriormente.

- Una vez se tienen todas las dimensiones del neopreno, se calcula la rigidez que éste 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:

$$K = \frac{G \cdot A \cdot B}{T}$$

Donde:

$$G = 10 \text{ kp/cm}^2$$

A·B es el área en mm² del neopreno

T es el espesor del elastómero

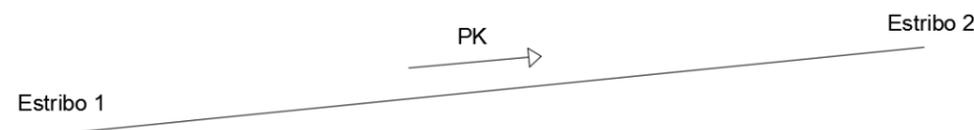


Figura 25. Situación de los estribos

Los neoprenos obtenidos se muestran en las siguientes tablas:

Estribo 1		Pila 1	
Neopreno	600x700x170	Neopreno	600x700x150
Ncálculo(KN)	5834.46	Ncálculo(KN)	5769.74
Nmax(KN)	6300	Nmax(KN)	6300

Pila 2		Pila 3	
Neopreno	700x700x50	Neopreno	700x700x50
Ncálculo(KN)	6838	Ncálculo(KN)	6491.85
Nmax(KN)	7350	Nmax(KN)	7350

Pila 4		Estribo 2	
Neopreno	600x700x150	Neopreno	600x700x170
Ncálculo(KN)	5835.18	Ncálculo(KN)	5522.91
Nmax(KN)	6300	Nmax(KN)	6300

Tabla 8. Neoprenos

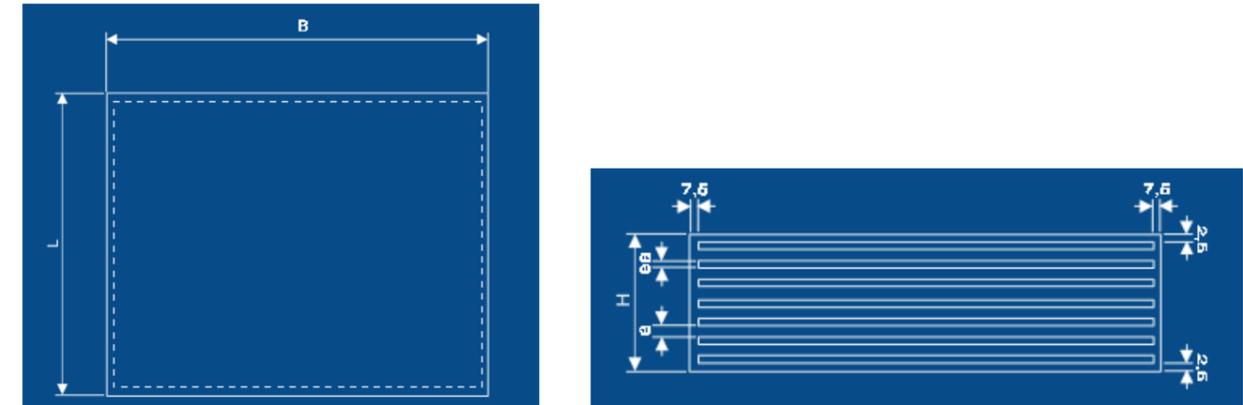


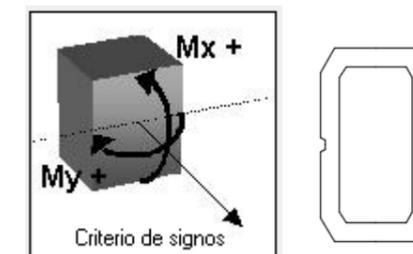
Figura 26. Dimensiones neopreno

6.4. Pilas

6.4.1. Comprobación de secciones a 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.

Dado que las pilas 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:

λ esbeltez mecánica

I_o longitud de pandeo

α 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 canto de la pieza considerada

Para el cálculo de la esbeltez límite:

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v_{Ed}} \left[1 + \frac{0,24}{e_{02}/h} + 3,4 \cdot \left(\frac{e_{01}}{e_{02}} - 1 \right)^2 \right]} < 100$$

donde:

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$e_{01} = \frac{|M_{01}|}{N_{Ed}} \quad e_{02} = \frac{|M_{02}|}{N_{Ed}}$$

$$M_{01} = M_{sup} + N_{Ed} \cdot e_i$$

$$M_{02} = M_{inf} + N_{Ed} \cdot e_i$$

$$e_i = \frac{I_o}{400}$$

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

v_{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 de empotramiento de cada pila y en cuanto a la consideración de esfuerzos se ha tomado el axil con su combinación más desfavorable actuante en dicha sección.

A continuación se muestra tablas resumen de los cálculos realizados.

	Datos		Esfuerzos		
				N(KN)	Mx(KNm)
Pila 1	Longitud(m)	16.9	Máximos	16738.239	11617.2993
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9003.448	-10167.5118
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
	Resultados				
	Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandea?
	22.8		53.48		NO
22.8		64.25		NO	

Tabla 9. Comprobación a pandeo pila 1

Pila 2	Datos		Esfuerzos		
			N(KN)	Mx(KNm)	
	Longitud(m)	19.25	Máximos	17449.596	20608.6368
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9591.299	-19784.1352
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
Resultados					
Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandeo?	
26		45.68		NO	
26		55.4		NO	

Tabla 10. Comprobación a pandeo pila 2

Pila 3	Datos		Esfuerzos		
			N(KN)	Mx(KNm)	
	Longitud(m)	28.2	Máximos	18194.428	14954.27
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9993.179	-14825.484
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
Resultados					
Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandeo?	
38.1		48.93		NO	
38.1		57.54		NO	

Tabla 11. Comprobación a pandeo pila 3

Pila 4	Datos		Esfuerzos		
			N(KN)	Mx(KNm)	
	Longitud(m)	21.25	Máximos	17110.05	13360.1699
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9244.389	-14048.6527
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
Resultados					
Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandeo?	
28.7		51.16		NO	
28.7		59.55		NO	

Tabla 12. Comprobación a pandeo pila 4

A la vista de los resultados obtenidos, no es necesaria la consideración en el cálculo de los esfuerzos debidos a los efectos de segundo orden.

6.4.2. Comprobación de secciones en ELU

A partir de los esfuerzos obtenidos del modelo del puente en CSiBridge para acciones variables, se comprueban las secciones de empotramiento de las pilas 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:

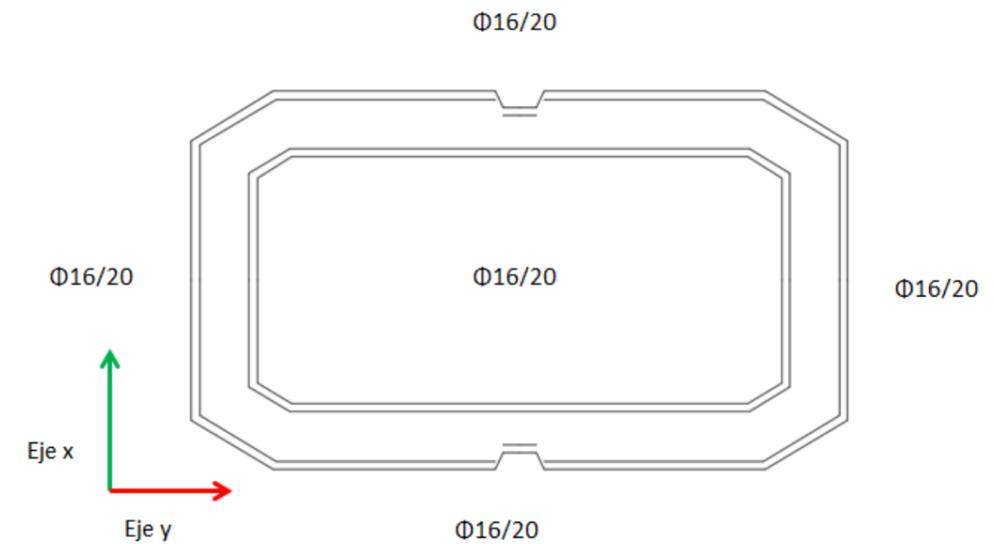


Figura 27. Armado de las pilas

Se muestran a continuación las comprobaciones realizadas y el coeficiente de seguridad de cargas mayoradas (SCSM) obtenido en el mencionado programa.

PILA1		N(KN)	My(KNm)	Mx(KNm)	SCSM
	Máximos	16738.239	3446.2291	11617.2993	3.38
	Mínimos	9003.448	-2301.6762	-10167.5118	2.93

Tabla 13. Comprobación a ELU de la pila 1

PILA2		N(KN)	My(KNm)	Mx(KNm)	SCSM
	Máximos	17449.596	5995.3479	20608.6368	1.95
	Mínimos	9591.299	-5499.0662	-19784.1352	1.52

Tabla 14. Comprobación a ELU de la pila 2



PILA3		N(KN)	My(KNm)	Mx(KNm)	SCSM
	Máximos	18194.428	2970.3729	14954.2702	2.89
	Mínimos	9993.179	-3298.2554	-14825.484	2.12

Tabla 15. Comprobación a ELU de la pila 3

PILA4		N(KN)	My(KNm)	Mx(KNm)	SCSM
	Máximos	17110.05	4074.3816	13360.1699	2.95
	Mínimos	9244.389	-5340.3881	-14048.6527	2.01

Tabla 16. Comprobación a ELU de la pila 4

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.

6.5. Cimentación en las pilas

Las cimentaciones para las pilas se han diseñado mediante el software Cype Ingenieros. Para la modelización del elemento estructural, el programa necesita la entrada de determinados esfuerzos en el arranque (sección de empotramiento de la pila con la zapata). Los esfuerzos que se necesitan introducir son:

- Los debidos al peso propio de la estructura
- Los debidos al efecto de la carga muerta
- Los debidos a la sobrecarga de uso.
- Los debidos a la acción del viento

Todos ellos con su valor característico.

Hay que prestar especial atención a la orientación de los ejes, ya que en el Cype los ejes están cambiados respecto al CSI Bridge, lo que puede originar algunas confusiones.

Cargas sobre el arranque (P-1)

Hipótesis	N - kN	Mx - kN-m	My - kN-m	Qx - kN	Qy - kN	T - kN-m
Peso propio	8513.38	6.20	4.14	1.08	0.22	0.38
CM 1	1973.90	1.53	4.41	0.34	0.07	0.13
Q 1	1893.72	83.16	877.50	66.33	2.77	2.47
V 1	7.10	2095.46	9905.19	404.29	87.20	1.52

Tabla 17. Esfuerzos requeridos por el software de cálculo

Debido a que existe una notable diferencia de dimensiones y de esfuerzos entre algunas de las pilas, se dispone a dimensionar una zapata tipo para las pilas "1", "2" y "4", con dimensiones y esfuerzos similares, y otra zapata tipo para la pila 3, con dimensiones y esfuerzos diferentes a las demás pilas.

6.5.1. Esfuerzos de cálculo

Para el dimensionamiento de la zapata tipo de la pila 3, los esfuerzos en el arranque introducidos en el software de cálculo, son los obtenidos por medio del programa CSI Bridge con sus valores característicos.

PILA3						
	N(KN)	Fy(KN)	Fx(KN)	T(KNm)	My(KNm)	Mx(KNm)
PP	8513.377	1.077	0.218	0.3774	-6.1991	4.1418
CM	1973.9	0.34	0.069	0.1278	-1.5306	4.4074
USO	1893.718	66.334	2.769	2.4707	83.1628	877.4977
VTO	7.102	404.293	87.197	1.523	2095.4599	9905.1877

Tabla 18. Esfuerzos de cálculo de la pila 3

Para el dimensionamiento de la zapata tipo de las demás pilas, se crea una envolvente de esfuerzos máximos actuantes de las tres pilas, obteniendo los esfuerzos más desfavorables que va a resistir la zapata.



PILAS 1,2 Y 4						
	Axil max	Fy(KN)	Fx(KN)	T(KNm)	My(KNm)	Mx(KNm)
PP	8069.282	4.231	0.938	0.3576	16.7868	228.4434
CM	1986.374	1.48	0.258	0.1117	4.6378	82.5689
USO	1908.952	44.039	8.494	2.953	128.3858	2284.7941
VTO	38.242	762.242	211.107	6.0784	3846.2338	13441.6956

Tabla 19. Envolvente de esfuerzos de las pilas 1,2 y 4

Una vez introducidos los esfuerzos actuantes, el programa proporciona una zapata con unas dimensiones y un armado que resista los esfuerzos actuantes. Dicha zapata se irá modificando para que cumpla las comprobaciones de hundimiento, deslizamiento y vuelco, descritas a continuación.

6.5.2. 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 puente objeto de estudio es de tipo Q_a, consistente en depósitos fluviales (gravas y arenas) con una tensión admisible de 285,5 KPa.

➤ 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 comparar la presión vertical admisible 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

El valor de la tensión admisible del terreno sobre el que se asientan las cimentaciones es de 285,5 KPa.

Zapata de la pila número 3

Comprobación por medio del software de cálculo *Cype Ingenieros*.

Tensiones sobre el terreno:

-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.285 MPa Calculado: 0.213564 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.224453 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.353749 MPa	Cumple

Zapata de las pilas 1,2 y 4

Comprobación por medio del software de cálculo *Cype Ingenieros*.

Tensiones sobre el terreno:

-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.285 MPa Calculado: 0.186782 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.207874 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.350021 MPa	Cumple

➤ Seguridad frente al deslizamiento

Este mecanismo o modo de fallo ocurre cuando las tensiones de corte en el plano de contacto terreno-zapata (o en general, terreno-base del elemento de cimentación) igualan

o superan la resistencia al corte de dicho contacto. Se produce entonces un desplazamiento inadmisibles de la cimentación respecto al terreno de apoyo.

Zapata de la pila número 3

Comprobación por medio del software de cálculo *Cype Ingenieros*.

Deslizamiento de la zapata:

-Situaciones persistentes: Mínimo: 1.5
Calculado: 14.62 Cumple

Zapata de las pilas 1,2 y 4

Comprobación por medio del software de cálculo *Cype Ingenieros*.

Deslizamiento de la zapata:

-Situaciones persistentes: Mínimo: 1.5
Calculado: 8.34 Cumple

Como se puede observar en las comprobaciones, los coeficientes de seguridad están muy por encima del valor mínimo, esto es debido a que las zapatas no están sometidas a acciones horizontales importantes.

➤ Seguridad frente al vuelco

Para la comprobación de inestabilidad frente al vuelco de cimentaciones superficiales se sigue el apartado 4.7. de la GCOC. Según la guía, las cimentaciones más susceptibles al vuelco son las de los muros de contención y las de los estribos de los puentes, que pueden estar sometidas a acciones horizontales importantes.

Normalmente no será necesario comprobar cimentaciones frente al vuelco cuando se trate de pilas de puente o de cimentaciones de obras de paso que satisfagan las condiciones estipuladas de deslizamiento y hundimiento, y en las que, además, el punto de paso de la resultante sobre el cimiento quede dentro del núcleo central del área de apoyo en las situaciones de proyecto a considerar.

No obstante, y dejando a un lado esta apreciación, se va a calcular también la cimentación frente al vuelco, aunque no se considerará relevante ya que debe cumplir seguro.

Zapata de la pila número 3

Comprobación por medio del software de cálculo *Cype Ingenieros*.

Vuelco de la zapata:

Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.

-En dirección X: Reserva seguridad: 1252.4 % Cumple
-En dirección Y: Reserva seguridad: 267.3 % Cumple

Zapata de las pilas 1,2 y 4

Comprobación por medio del software de cálculo *Cype Ingenieros*.

Vuelco de la zapata:

Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.

-En dirección X: Reserva seguridad: 750.5 % Cumple
-En dirección Y: Reserva seguridad: 215.5 % Cumple

Finalmente las zapatas quedan definidas de la siguiente manera:

Zapata de la pila número 3

Se trata de una zapata cuadrada centrada de ancho 840 cm y 155 cm de canto.

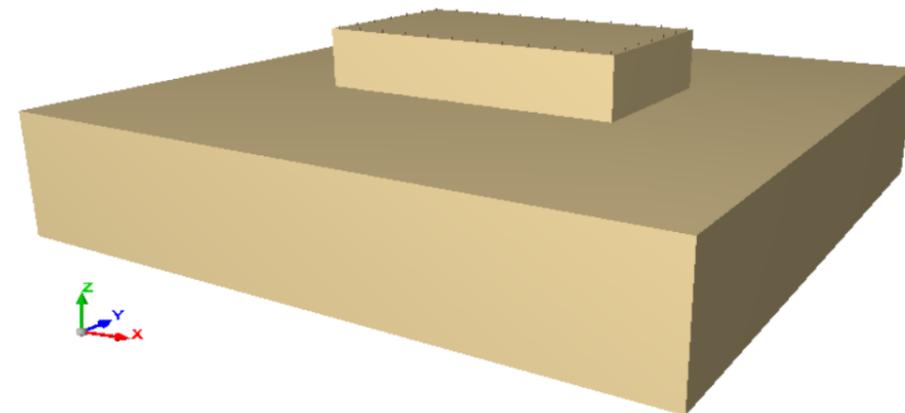


Figura 28. Geometría de la zapata de la pila 3

El armado de la zapata queda definido por una parrilla inferior y una parrilla superior.

Parrilla inferior



Armado en la dirección del eje x: $\phi 25$ cada 26 cm

Armado en la dirección del eje y: $\phi 25$ cada 15 cm

Parrilla superior

Armado en la dirección del eje x: $\phi 20$ cada 20 cm

Armado en la dirección del eje y: $\phi 20$ cada 20 cm

Zapata de las pilas 1,2 y 4

Se trata de una zapata cuadrada centrada de ancho 930 cm y 175 cm de canto.

El armado de la zapata queda definido por una parrilla inferior y una parrilla superior.

Parrilla inferior

Armado en la dirección del eje x: $\phi 25$ cada 24 cm

Armado en la dirección del eje y: $\phi 25$ cada 14 cm

Parrilla superior

Armado en la dirección del eje x: $\phi 20$ cada 20 cm

Armado en la dirección del eje y: $\phi 20$ cada 20 cm

6.6. Estribos

Estribo 1

El estribo 1 se sitúa en el PK 4+390,42. Éste tiene una altura total desde cota de entronque con la cimentación de 10,57 metros asentándose sobre terreno Q_A (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°

Los datos proporcionados por la campaña geotécnica proporcionan al terreno sobre el que se sitúa el estribo una tensión admisible de 285,5 KPa.

- Esfuerzos transmitidos:

Como al definir el estribo en Cype no se está teniendo en cuenta geoméricamente el murete de guarda, la acción de éste se tiene en cuenta mediante la aplicación de cargas equivalentes a las transmitidas por el murete en la coronación del muro.

El peso propio se toma como el área del murete de guarda por el peso específico del hormigón armado:

$$1,22 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ KN}/\text{m}^3 = 30,5 \text{ KN}/\text{m}$$

Este peso propio genera un momento negativo considerando la distancia al centro de gravedad del **murete** de 0,75 m.

$$30,5 \cdot (-0,75) = -22,875 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El empuje de tierras en el trasdós del muro se toma como

$$E = 0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_a$$

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:

$$E = 0,5 \cdot 20 \cdot 2,44^2 \cdot 0,33 = 19,65 \text{ KN}/\text{m}$$

Este esfuerzo también produce un momento positivo con una distancia equivalente a un tercio de la altura del **murete**:

$$19,65 \cdot (2,44/3) = 15,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Con lo que finalmente queda un momento con valor:

$$-22,875 + 15,98 = -6,9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Los esfuerzos transmitidos por los neoprenos se consideran repartidos uniformemente por metro longitudinal.

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.

El estribo debe resistir en tres fases:

- Recién construido, fase en la que el puente todavía no apoya sobre el estribo y por lo tanto este debe soportar por sí mismo el empuje de tierras. No hay más cargas en cabeza que las transmitidas por el murete.
- 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.

Los esfuerzos obtenidos a partir del modelo del puente en CSiBridge son los siguientes:

		Axil(KN)	Cortante(KN)	Axil(KN/m)	Cortante(KN/m)	Momento(KNm/m)
Esfuerzos permanentes		-	-	30.5	19.65	-6.9
Hundimiento	Nmax,Vmin	7865.306	-302.963	749.0767619	-28.85361905	-
Deslizamiento	Nmin,Vmax	-249.04	398.614	-23.71809524	37.9632381	-

Tabla 20. Esfuerzo obtenido mediante CSI Bridge

Lateralmente se disponen dos aletas de contención de tierras con coronación inclinada. La aleta izquierda forma un ángulo de 61° con el muro del estribo y tiene una longitud de 23,5 metros, mientras que la aleta derecha forma un ángulo de 40° con el muro del estribo y tiene una longitud de 25,37 metros.

Para el cálculo de las aletas, se modela teniendo en cuenta la sobrecarga de tráfico del trasdós (10 KN/m²). No se consideran esfuerzos en cabeza, sin embargo, la altura es

mayor que la del muro frontal del estribo, pues se incluyen los 2,44 metros del murete de guarda hasta el pavimento.

Debido a que la altura de la aleta varía linealmente de un extremo a otro, para modelarla en Cype se divide en tres tramos iguales con alturas variables y se introducen en el programa de forma individual. Una vez calculados los tramos, se lleva a cabo un armado medio entre tramos consecutivos de muro para realizar un cálculo más preciso.

El dimensionamiento del muro del estribo queda:

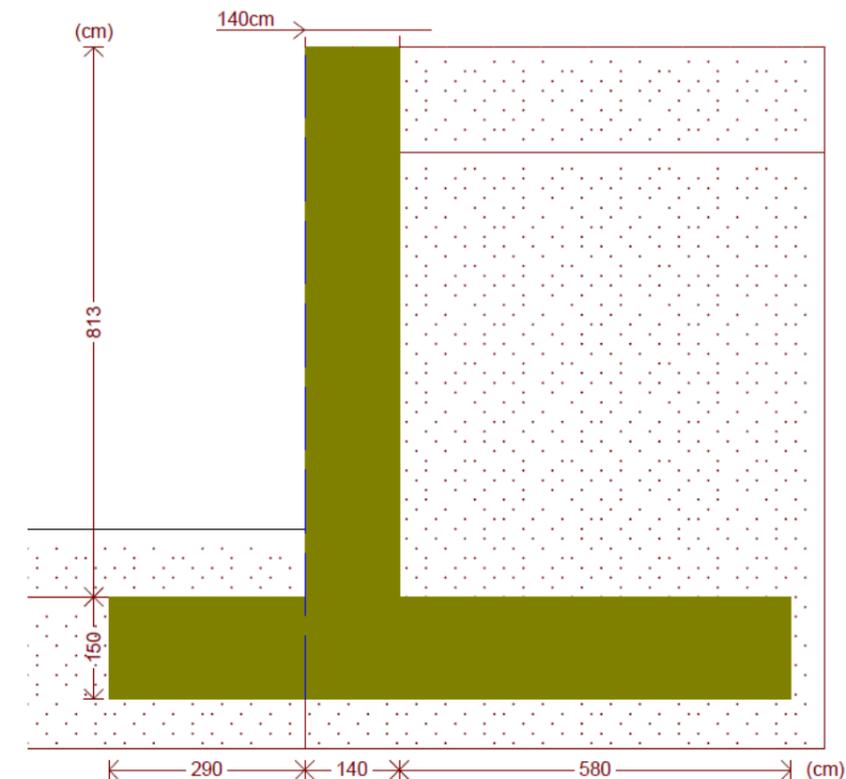


Figura 29. Geometría del estribo 1

La definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior / 6Ø20: inferior / 6Ø20				
Estribos: Ø14c/25				
Canto viga: 128.4 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 130 / 100 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/25 Solape: 0.3 m	Ø12c/20	Ø25c/15 Solape: 1.95 m	Ø16c/15
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø20c/20		Ø25c/20	
Inferior	Ø20c/20		Ø25c/15	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Tabla 21. Descripción del armado

El dimensionamiento de las aletas de contención queda de la siguiente manera:

➤ Aleta izquierda

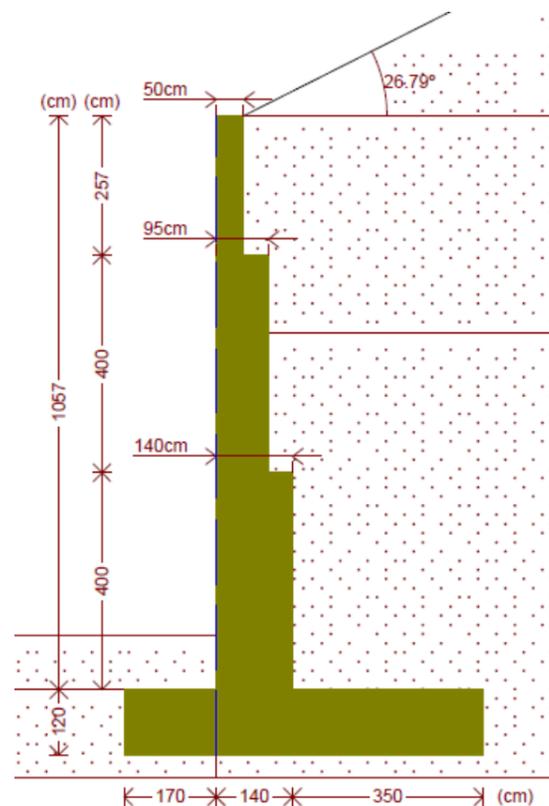


Figura 30. Aleta izquierda. Sección de arranque

➤ Aleta derecha

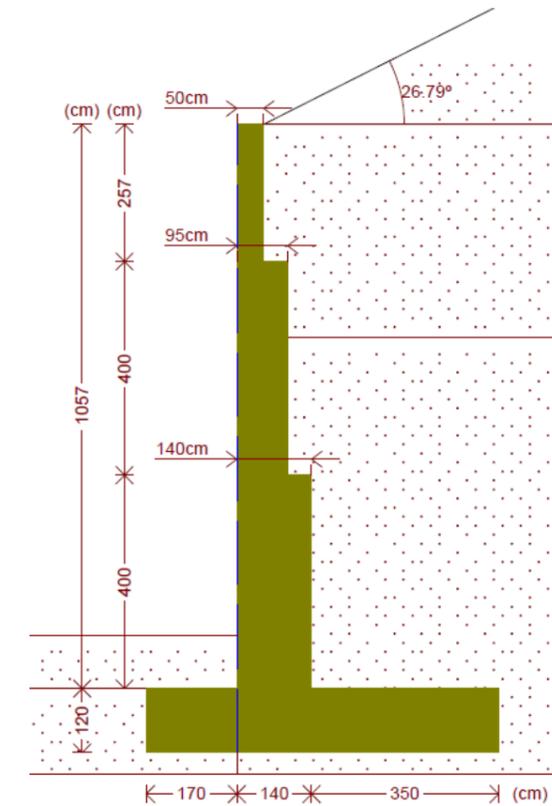


Figura 31. Aleta derecha. Sección de arranque

Estribo 2

El estribo 2 se sitúa en el PK 4+597,42. Éste tiene una altura total desde cota de entronque con la cimentación de 9,794 metros asentándose sobre terreno Q_A (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°

Los datos proporcionados por la campaña geotécnica proporcionan al terreno sobre el que se sitúa el estribo una tensión admisible de 285,5 KPa.

➤ Esfuerzos transmitidos:

Como al definir el estribo en Cype no se está teniendo en cuenta geoméricamente el murete de guarda, la acción de éste se tiene en cuenta mediante la aplicación de cargas equivalentes a las transmitidas por el murete en la coronación del muro.

El peso propio se toma como el área del murete de guarda por el peso específico del hormigón armado:

$$1,22 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ KN}/\text{m}^3 = 30,5 \text{ KN}/\text{m}$$

Este peso propio genera un momento negativo considerando la distancia al centro de gravedad del **murete** de 0,75 m.

$$30,5 \cdot (-0,75) = -22,875 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

El empuje de tierras en el trasdós del muro se toma como

$$E = 0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot K_a$$

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:

$$E = 0,5 \cdot 20 \cdot 2,44^2 \cdot 0,33 = 19,65 \text{ KN}/\text{m}$$

Este esfuerzo también produce un momento positivo con una distancia equivalente a un tercio de la altura del **murete**:

$$19,65 \cdot (2,44/3) = 15,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Con lo que finalmente queda un momento con valor:

$$-22,875 + 15,98 = -6,9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Los esfuerzos transmitidos por los neoprenos se consideran repartidos uniformemente por metro longitudinal.

En el caso del estribo 2, 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.

El estribo debe resistir en tres fases:

- Recién construido, fase en la que el puente todavía no apoya sobre el estribo y por lo tanto este debe soportar por sí mismo el empuje de tierras. No hay más cargas en cabeza que las transmitidas por el murete.
- 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.

Los esfuerzos obtenidos a partir del modelo del puente en CSiBridge son los siguientes:

	Axil(KN)	Cortante(KN)	Axil(KN/m)	Cortante(KN/m)	Momento(KNm/m)	
Esfuerzos permanentes	-	-	30.5	19.65	-6.9	
Hundimiento	Nmax,Vmin	8108.086	348.295	772.1986667	33.17095238	-
Deslizamiento	Nmin,Vmax	-525.576	-403.506	-50.05485714	-38.42914286	-

Tabla 22. Esfuerzos obtenidos mediante CSI Bridge

Lateralmente se disponen dos aletas de contención de tierras con coronación inclinada. La aleta izquierda forma un ángulo de 52° con el muro del estribo y tiene una longitud de 21,79 metros, mientras que la aleta derecha forma un ángulo de 70° con el muro del estribo y tiene una longitud de 38,68 metros.

Para el cálculo de las aletas, se modela teniendo en cuenta la sobrecarga de tráfico del trasdós ($10 \text{ KN}/\text{m}^2$). No se consideran esfuerzos en cabeza, sin embargo, la altura es mayor que la del muro frontal del estribo, pues se incluyen los 2,44 metros del murete de guarda hasta el pavimento.

Debido a que la altura de la aleta varía linealmente de un extremo a otro, para modelizarla en Cype se divide en tres tramos iguales con alturas variables y se introducen en el programa de forma individual. Una vez calculados los tramos, se lleva a cabo un armado medio entre tramos consecutivos de muro para realizar un cálculo más preciso.

El dimensionamiento del muro del estribo queda:

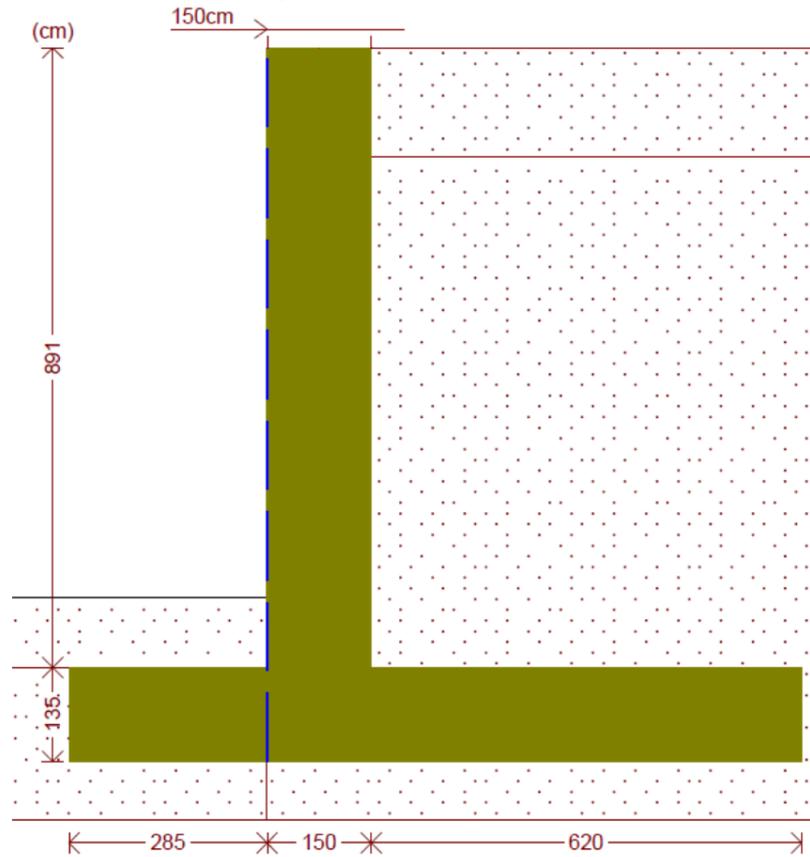


Figura 32. Geometría del estribo 2

La definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior / 6Ø20: inferior / 6Ø20				
Estribos: Ø14c/25				
Canto viga: 160 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 125 / 124 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/20 Solape: 0.3 m	Ø12c/20	Ø25c/15 Solape: 1.7 m Refuerzo 1: Ø25 h=2.9 m	Ø16c/15
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø25c/25		Ø25c/10 Longitud de anclaje en prolongación: 170 cm	
Inferior	Ø25c/25		Ø25c/15	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Tabla 23. Descripción del armado

El dimensionamiento de las aletas de contención queda de la siguiente manera:

- Aleta izquierda

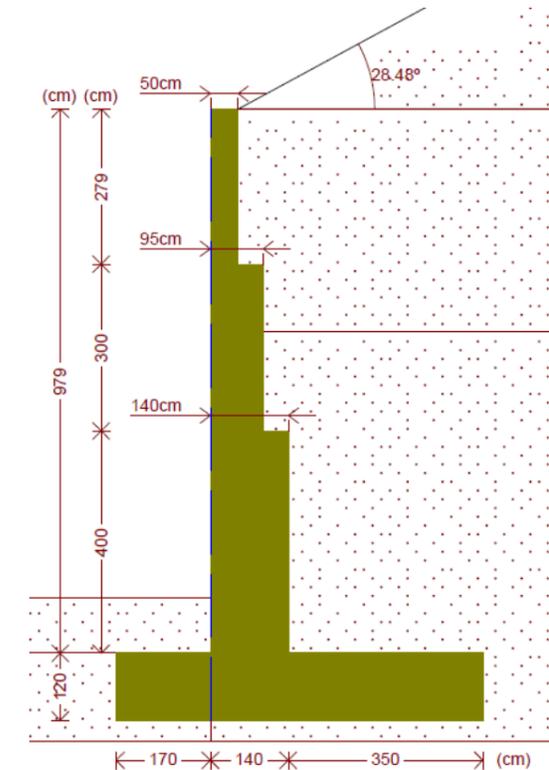


Figura 33. Aleta izquierda. Sección de arranque



➤ Aleta derecha

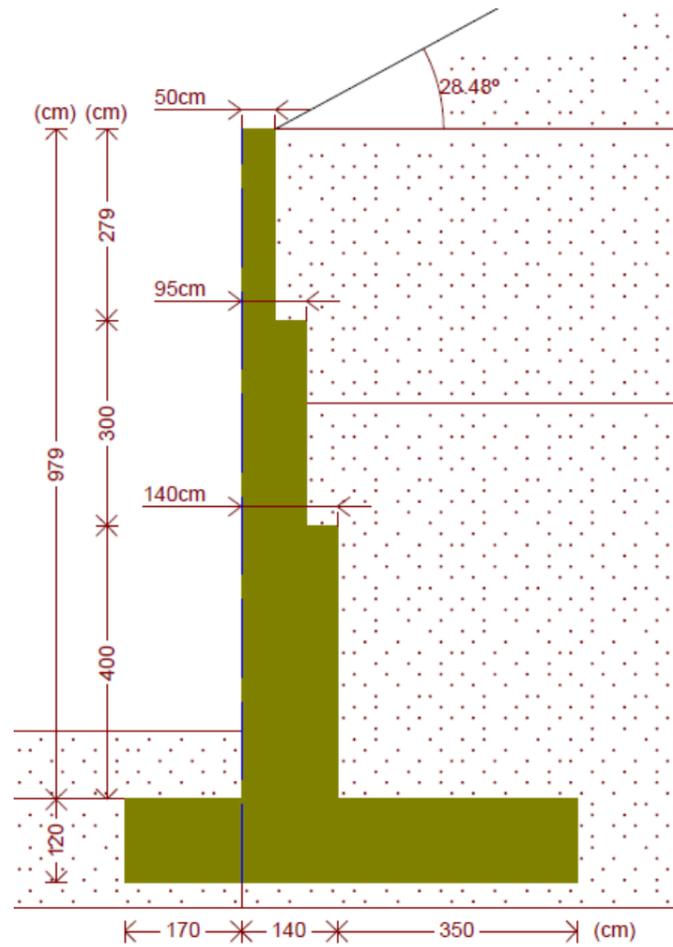


Figura 34. Aleta derecha. Sección de arranque

7. PROCESO CONSTRUCTIVO

La técnica consiste en la ejecución de la estructura vertiendo hormigón de alta resistencia sobre un encofrado donde se alojan las armaduras activas y pasivas.

Dado que la longitud del puente es de 207 metros, es necesario recurrir a la construcción por fases, ya que no se puede cimbrar el puente en su totalidad de una sola vez. La distribución de las fases de hormigonado corresponde a vanos extremos de longitud inferior al 80% de la luz de los vanos centrales, en este caso 36 metros.

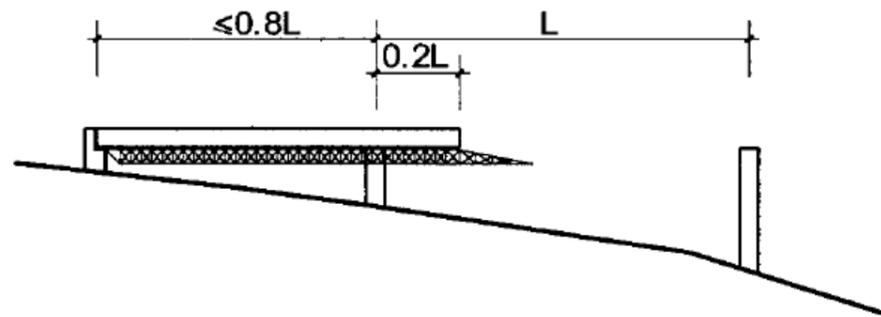


Figura 35. Distribución de las fases de hormigonado

El procedimiento constructivo que se llevará a cabo para la construcción del puente por fases es el denominado de autocimbra, ya que las alturas entre el punto más bajo del barranco y la rasante ronda los 30 metros, altura excesiva para realizar la construcción mediante cimbra convencional. La estructura principal de esta autocimbra está formada por celosías longitudinales que soportan el encofrado de un vano. Se apoya en las pilas mediante ménsulas metálicas y en el extremo del puente ya construido. La estructura de la autocimbra sirve así mismo como plataforma de trabajo y protección durante la realización de los trabajos de ferrallado y pretensado.

Se puede enumerar **el proceso constructivo** de la siguiente manera:

- i. Ejecución de las cimentaciones.
- ii. Ejecución de las pilas.
- iii. Montaje de la autocimbra
- iv. Colocación del encofrado exterior.
- v. Colocación de la ferralla.
- vi. Comprobación y ajuste topográfico de coordenadas.
- vii. Hormigonado de la fase.
- viii. Despegue del encofrado.
- ix. Enfilado y tesado de cables de pretensado.

- x. Curado del hormigón.
- xi. Transporte de la autocimbra al siguiente vano.

En Valencia, a 10 de junio de 2016.



Marcos Sevilla Fernández



8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Técnicas de ayuda a la decisión multicriterio. Cuaderno de apuntes. – Pablo Aragonés Beltrán/ Eliseo Gómez-Senent Martínez – Ref.:2001.938
- [2] La torre y el puente. El nuevo arte de la ingeniería estructural. – David P. Billington
- [3] Puentes. Ejemplos internacionales. – Hans Wittfoht. Dr. –Ing. (1972)
- [4] Puentes. Estética y diseño/ *Ponts. L'esthétique des ponts*. Fritz Leonhardt (1986)
- [5] Prestressed concrete bridges: design and construction. Nigel R. Hewson (2003)
- [6] Puentes (II). Evolución-Tipología-Cálculo-Construcción. Carlos Jurado Cabañes (2013)
- [7] Puentes I. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Javier Manterola (2006)
- [8] Puentes II. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Javier Manterola (2006)
- [9] Concepción de puentes. Tratado General. Guy Grattesat (1981)
- [10] Cálculo de secciones y elementos estructurales de hormigón. Casos prácticos adaptados a la EHE-08. Tomo I. Acciones. Análisis seccional. Estados límite de servicio. José Luis Bonet Senach et al (2011)
- [11] Jacques Mathivat. Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos. (1980)
- [12] Percivati y Colombo (2006).
- [13] Pérez y Herrero (1995).
- [14] 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.
- [15] Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte. José Bnejumea, Gustavo Chio, Esperanza Maldonado. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia. 2010
- [16] 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.
- [17] Chio G. (2000), Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado. Tesis Doctoral. Barcelona: Universidad Politècnica de Catalunya.



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 Tuejar. 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 Tuejar, 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 Inadmisibile número de apoyos y juntas.



Apéndice II. Retracción y fluencia

Retracción

Retracción por secado						
	t(días)	β_{ds}	ecd	L(m)	Queda por retraer	Queda por retraer (mm)
fase5	0	0.99975999	0.0002384	27	0.000238396	0.006436685
fase4	14	0.02833265	6.756E-06	45	0.00023164	0.010423789
fase3	28	0.08043982	1.9181E-05	45	0.000219215	0.009864659
fase2	42	0.12724277	3.0341E-05	45	0.000208054	0.009362445
fase1	56	0.1695122	4.0421E-05	45	0.000197975	0.008908878

Retracción por secado a tiempo infinito		
t(días)	β_{ds}	ecd total
1000000	0.99975999	0.0002384

Retracción autógena							
	t(días)	β_{as}	$\epsilon_{ca,\infty}$	ϵ_{ca}	L(m)	Queda por retraer	Queda por retraer (mm)
fase5	0	1	0.000075	0.000075	27	0.000075	0.002025
fase4	14	0.52684464	0.000075	3.95133E-05	45	3.54867E-05	0.001596899
fase3	28	0.6529549	0.000075	4.89716E-05	45	2.60284E-05	0.001171277
fase2	42	0.72641643	0.000075	5.44812E-05	45	2.05188E-05	0.000923345
fase1	56	0.776124	0.000075	5.82093E-05	45	1.67907E-05	0.000755581

Retracción autógena a tiempo infinito			
t(días)	β_{as}	$\epsilon_{ca,\infty}$	ϵ_{ca} total
1000000	1	0.000075	0.000075

	Total que queda por retraer	L(m)	L(final)	$\Delta L(\%)$	$\Delta T(^{\circ}C)$
fase5	0.008461685	27	26.9915383	0.0003134	31.3395755
fase4	0.012020688	45	44.9879793	0.00026713	26.7126401
fase3	0.011035936	45	44.9889641	0.00024524	24.5243023
fase2	0.01028579	45	44.9897142	0.00022857	22.8573104
fase1	0.009664459	45	44.9903355	0.00021477	21.4765765

Fluencia

Deformación por fluencia a tiempo 0										
	t(días)	t(Oi)	$\Delta\sigma(tO_i)$	$\beta(tO_i)$	$\beta_c(t-tO_i)$	$\phi_0(tO_i)$	$\phi(t,tO_i)$	$\Delta\epsilon_{cc}(t,tO_i)$	L(m)	def. (m)
Fase 1	105	16	3.51753555	0.543153217	0.50710395	1.66664038	0.84515992	8.1904E-05	45	0.003685695
Fase 2	105	35	3.51753555	0.468127974	0.475044613	1.43642891	0.68236782	6.6128E-05	45	0.002975768
Fase 3	105	56	3.51753555	0.427925781	0.430105486	1.31307035	0.56475876	5.4731E-05	45	0.002462881
Fase 4	105	77	3.51753555	0.402583701	0.366489123	1.23530936	0.45272744	4.3874E-05	45	0.001974319
Fase 5	105	98	3.51753555	0.384355571	0.243742684	1.17937719	0.28746456	2.7858E-05	27	0.00075217
									Def. Total (m)	0.011850832

Deformación por fluencia a tiempo infinito										
	t(días)	t(Oi)	$\Delta\sigma(tO_i)$	$\beta(tO_i)$	$\beta_c(t-tO_i)$	$\phi_0(tO_i)$	$\phi(t,tO_i)$	$\Delta\epsilon_{cc}(t,tO_i)$	L(m)	def. (m)
Fase 1	1E+14	16	3.51753555	0.543153217	1	1.66664038	1.66664038	0.00016151	45	0.007268125
Fase 2	1E+14	35	3.51753555	0.468127974	1	1.43642891	1.43642891	0.0001392	45	0.006264185
Fase 3	1E+14	56	3.51753555	0.427925781	1	1.31307035	1.31307035	0.00012725	45	0.005726226
Fase 4	1E+14	77	3.51753555	0.402583701	1	1.23530936	1.23530936	0.00011971	45	0.005387114
Fase 5	1E+14	98	3.51753555	0.384355571	1	1.17937719	1.17937719	0.00011429	27	0.003085918

	Queda por deformarse (m)	L(m)	Lfinal(m)	$\Delta L(\%)$	$\Delta T(^{\circ}C)$
	0.00358243	45	44.9964176	7.96096E-05	7.96095544
	0.003288418	45	44.9967116	7.3076E-05	7.30759534
	0.003263345	45	44.9967367	7.25188E-05	7.25187697
	0.003412796	45	44.9965872	7.58399E-05	7.58399021
	0.002333748	27	26.9976663	8.64351E-05	8.64351259



ALTERNATIVA SUR

Apéndice III. Esfuerzos en las secciones a comprobar del tablero en ELU.

distance	output case	step type text	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
17.6087	ENV ELU VER 1	Max	-19874.175	2130.543	245.683	6271.5094	3008.5131	27535.4348
17.6087	ENV ELU VERT 2	Max	-19686.054	2115.76	220.758	4232.7772	1205.2121	28569.8987
17.6087	ENV ELU VER 1	Max	-19864.364	1889.068	-149.581	6391.9584	2988.9873	27532.275
17.6087	ENV ELU VERT 2	Max	-19673.092	1874.304	-133.963	4383.5907	1202.5152	28564.3714
17.6087	ENV ELU HOR	Max	-19533.445	1847.412	174.832	2117.3464	3885.5989	23395.2287
17.6087	ENV ELU TER	Max	-19521.215	1821.692	229.781	2311.6517	1481.6554	24410.4667
17.6087	ENV ELU HOR	Max	-19540.926	1529.976	-163.48	2396.3401	3882.7665	23399.7432
17.6087	ENV ELU TER	Max	-19508.292	1504.271	-124.94	2580.9705	1478.0782	24409.9894
17.6087	ENV ELU VTO	Max	-19843.266	1170.441	257.935	2690.8608	4256.1338	11607.7613
17.6087	ENV ELU VTO	Max	-19835.618	688.421	-164.356	3063.8885	4223.9214	11624.6632
17.6087	ENV ELU VTO	Min	-20080.241	503.929	57.997	-4599.9758	-4053.1777	-2564.6596
17.6087	ENV ELU VTO	Min	-20061.777	-70.05	-232.415	-4132.2251	-4086.8383	-2555.0517
17.6087	ENV ELU HOR	Min	-20356.45	-162.563	24.696	-5441.7132	144.4637	-5336.9718
17.6087	ENV ELU TER	Min	-20375.259	-205.233	102.359	-4561.2007	-1360.5683	-5247.4089
17.6087	ENV ELU VER 1	Min	-20056.748	-337.545	75.762	-8060.8178	-2808.7036	-7317.6457
17.6087	ENV ELU VERT 2	Min	-20225.858	-399.018	110.716	-6281.228	-1060.0603	-6963.4712
17.6087	ENV ELU HOR	Min	-20317.696	-591.924	-301.561	-4928.1433	138.9552	-5331.2217
17.6087	ENV ELU TER	Min	-20360.394	-634.587	-252.362	-4071.6778	-1365.332	-5234.0474
17.6087	ENV ELU VER 1	Min	-20038.209	-704.498	-240.374	-7450.5429	-2832.0074	-7306.5363
17.6087	ENV ELU VERT 2	Min	-20210.317	-765.99	-244.006	-5700.048	-1065.6826	-6950.1098

45.78261	ENV ELU VERT 2	Max	-19336.361	485.893	242.683	3286.0829	2682.3946	19086.2656
45.78261	ENV ELU VER 1	Max	-19630.88	480.13	314.994	4930.521	4103.9226	17108.8631
45.78261	ENV ELU HOR	Max	-19116.052	402.006	176.972	1831.7901	6479.0668	15851.0089
45.78261	ENV ELU TER	Max	-19062.13	401.501	242.625	1402.4645	3097.6871	17710.8877
45.78261	ENV ELU VERT 2	Max	-19383.787	308.955	-107.131	3115.9598	2694.7167	19066.2984
45.78261	ENV ELU VER 1	Max	-19687.118	303.248	-74.53	4730.8428	4072.6913	17095.5182
45.78261	ENV ELU VTO	Max	-19562.426	218.175	339.762	1400.9523	4885.9442	7301.0744
45.78261	ENV ELU HOR	Max	-19179.337	186.021	-157.269	1802.5955	6491.2464	15812.3121
45.78261	ENV ELU TER	Max	-19109.706	185.539	-107.189	1354.7396	3109.1276	17691.3247
45.78261	ENV ELU VTO	Max	-19624.791	-97.306	-76.234	1491.5735	4824.2078	7293.9604
45.78261	ENV ELU VTO	Min	-20017.817	-1730.701	-31.536	-4756.8694	-4280.6375	3262.983
45.78261	ENV ELU VTO	Min	-20050.951	-1954.338	-318.398	-4564.7954	-4346.1256	3234.7702
45.78261	ENV ELU TER	Min	-20460.083	-2960.353	112.882	-5480.6292	-2695.8897	648.7879
45.78261	ENV ELU HOR	Min	-20389.937	-2978.873	21.967	-5823.1823	-352.7043	337.9304
45.78261	ENV ELU TER	Min	-20506.74	-3048.48	-236.932	-5347.8643	-2685.637	631.0757
45.78261	ENV ELU HOR	Min	-20411.134	-3067.037	-299.481	-5675.9276	-343.1908	332.0237
45.78261	ENV ELU VERT 2	Min	-20215.252	-3551.011	111.21	-7545.405	-2237.1668	-1372.3784
45.78261	ENV ELU VER 1	Min	-19959.866	-3556.989	10.397	-9066.5137	-3523.0152	-2108.8666
45.78261	ENV ELU VERT 2	Min	-20261.556	-3564.755	-238.604	-7348.7441	-2227.7731	-1390.0905
45.78261	ENV ELU VER 1	Min	-19997.787	-3570.785	-301.645	-8841.1945	-3559.4095	-2132.8791



ALTERNATIVA SUR

81	ENV ELU VERT 2	Max	-19298.472	7592.709	111.955	6995.034	4005.3721	-4651.9812
81	ENV ELU VER 1	Max	-19719.719	7587.793	329.14	8149.4859	4170.4648	-6609.2528
81	ENV ELU HOR	Max	-19170.08	6882.885	318.136	5727.6246	6219.5302	-5330.18
81	ENV ELU TER	Max	-19026.707	6882.758	121.182	5328.8288	3624.4319	-4012.3206
81	ENV ELU VTO	Max	-19741.555	5422.459	458.946	4288.7714	2548.0239	-8754.2103
81	ENV ELU VTO	Min	-19767.074	2001.91	-474.351	-901.2688	-1081.9516	-35880.5734
81	ENV ELU TER	Min	-20399.115	1870.05	-69.906	-1275.2709	-2429.6273	-42382.9425
81	ENV ELU HOR	Min	-20096.946	1851.025	-6.67	-1583.4721	-2000.0603	-42708.5153
81	ENV ELU VERT 2	Min	-20148.896	1794.479	-58.079	-3016.152	-2796.2971	-46940.5279
81	ENV ELU VER 1	Min	-19773.875	1787.726	-315.354	-4470.9484	-2783.2232	-47267.8692
81	ENV ELU VER 1	Max	-19677.602	-2054.316	375.944	5944.9485	4067.8279	-6272.93
81	ENV ELU VERT 2	Max	-19345.053	-2070.225	91.487	5912.3404	3999.1078	-4497.3693
81	ENV ELU HOR	Max	-19052.781	-2150.912	143.226	4909.9435	6239.0253	-5405.7676
81	ENV ELU TER	Max	-19026.223	-2155.064	80.278	4011.3714	3623.876	-3829.1421
81	ENV ELU VTO	Max	-19584.613	-2288.89	518.982	1064.1944	2387.3108	-8268.9917
81	ENV ELU VTO	Min	-20141.857	-5702.977	-580.751	272.8409	-1214.7949	-36099.6483
81	ENV ELU TER	Min	-20606.225	-7108.123	-63.677	-2515.8115	-2430.0585	-42267.1259
81	ENV ELU HOR	Min	-20488.465	-7118.618	-144.615	-2096.6666	-1986.412	-42431.5171
81	ENV ELU VERT 2	Min	-20325.765	-7818.029	-74.464	-4511.2187	-2790.998	-46800.3401
81	ENV ELU VER 1	Min	-20055.343	-7832.857	-405.85	-4661.0966	-2858.0252	-47322.4914

121.5	ENV ELU VER 1	Max	-19696.002	5938.147	141.289	5882.8433	8254.6591	3171.9584
121.5	ENV ELU VERT 2	Max	-19219.623	5921.178	91.488	5911.513	3652.8541	5535.3562
121.5	ENV ELU VER 1	Max	-19708.305	5231.943	94.274	5536.9937	8349.9181	3174.3443
121.5	ENV ELU HOR	Max	-19111.896	5219.252	76.016	4857.5	5105.9177	4064.9345
121.5	ENV ELU TER	Max	-18904.182	5215.218	80.279	4013.0534	2244.8066	5544.2099
121.5	ENV ELU VERT 2	Max	-19224.925	5215.092	91.488	5601.6133	3648.3904	5523.4675
121.5	ENV ELU HOR	Max	-19143.459	4607.726	65.092	4683.0386	5103.2187	4071.2597
121.5	ENV ELU TER	Max	-18908.709	4603.679	80.279	3846.801	2242.1076	5530.2166
121.5	ENV ELU VTO	Max	-19708.652	3818.864	127.89	962.0564	8124.4893	-1874.2434
121.5	ENV ELU VTO	Max	-19723.299	3366.427	49.532	902.1397	8290.6965	-1870.1429
121.5	ENV ELU VTO	Min	-19759.222	992.425	-189.655	393.5108	-7442.0734	-13469.9775
121.5	ENV ELU TER	Min	-20454.808	848.96	-63.676	-2490.4361	-1744.7144	-18777.5863
121.5	ENV ELU HOR	Min	-20155.892	838.584	-77.402	-2017.1658	-818.432	-18782.4425
121.5	ENV ELU VERT 2	Min	-20169.492	758.937	-74.462	-4460.3421	-3167.2246	-21693.7946
121.5	ENV ELU VER 1	Min	-19755.239	743.049	-171.192	-4537.8131	-7661.7057	-21676.3097
121.5	ENV ELU VTO	Min	-19747.926	657.965	-111.298	451.3661	-7275.8662	-13505.5616
121.5	ENV ELU TER	Min	-20457.145	511.859	-63.676	-2345.9229	-1741.7856	-18796.7291
121.5	ENV ELU HOR	Min	-20131.192	501.469	-66.479	-1864.4436	-815.5032	-18821.9037
121.5	ENV ELU VERT 2	Min	-20171.959	418.168	-74.463	-4179.0726	-3162.4562	-21712.9374
121.5	ENV ELU VER 1	Min	-19749.579	402.397	-124.178	-4221.8302	-7557.2145	-21705.3173



ALTERNATIVA SUR

148.5	ENV ELU VER 1	Max	-19857.276	1147.08	68.854	6036.8949	8339.6469	33437.737
148.5	ENV ELU VERT 2	Max	-19443.818	1136.76	80.789	4948.3847	2693.4122	35897.785
148.5	ENV ELU HOR	Max	-19298.421	894.366	102.13	4184.6577	4035.2887	30474.555
148.5	ENV ELU TER	Max	-19139.085	885.102	65.597	3446.3428	1855.4421	32270.0195
148.5	ENV ELU VER 1	Max	-19834.186	806.884	115.869	6242.7422	8241.776	33416.5072
148.5	ENV ELU VERT 2	Max	-19439.722	796.446	80.789	5118.2821	2695.2641	35890.8299
148.5	ENV ELU HOR	Max	-19267.729	473.361	113.053	4279.7094	4036.0295	30490.023
148.5	ENV ELU TER	Max	-19135.431	464.111	65.597	3533.1855	1856.1829	32265.169
148.5	ENV ELU VTO	Max	-19832.331	338.258	13.172	2730.7388	10022.3445	16681.0808
148.5	ENV ELU VTO	Min	-20026.649	218.692	-75.103	-1521.8559	-9329.0926	2477.7056
148.5	ENV ELU VTO	Max	-19797.935	-257.022	91.53	2790.6553	9856.14	16658.1366
148.5	ENV ELU VTO	Min	-20054.84	-368.735	-153.461	-1579.7114	-9495.2971	2502.8912
148.5	ENV ELU HOR	Min	-20393.015	-504.803	-27.255	-2117.4003	-1398.939	166.4752
148.5	ENV ELU TER	Min	-20620.069	-511.705	-51.892	-2201.7406	-1736.7219	218.7844
148.5	ENV ELU VER 1	Min	-19999.795	-830.867	-100.175	-4954.0812	-7905.4996	-1471.4847
148.5	ENV ELU VERT 2	Min	-20350.977	-832.56	-66.76	-3786.4896	-2601.4145	-1314.5283
148.5	ENV ELU HOR	Min	-20415.455	-918.933	-38.179	-2228.4998	-1399.6797	147.5513
148.5	ENV ELU TER	Min	-20615.472	-925.849	-51.892	-2304.6311	-1737.4626	220.179
148.5	ENV ELU VER 1	Min	-20013.606	-1165.428	-147.19	-5181.9666	-8007.0742	-1455.8155
148.5	ENV ELU VERT 2	Min	-20345.793	-1167.003	-66.76	-3979.6617	-2603.2663	-1313.1336

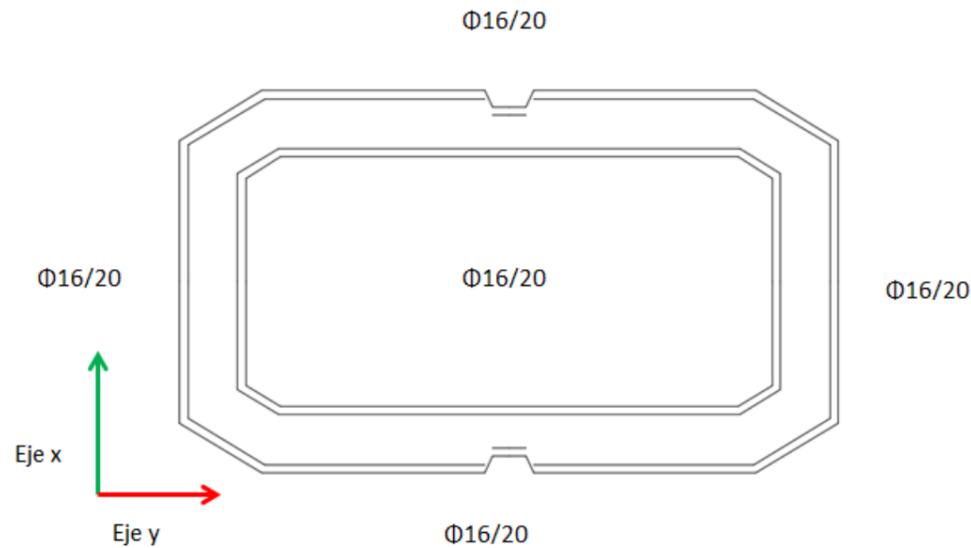
190.2	ENV ELU VERT 2	Max	-19641.61	831.06	-120.604	4623.6632	1364.1324	28873.1274
190.2	ENV ELU VER 1	Max	-19860.27	750.17	-99.439	7155.7578	3601.4347	27622.9621
190.2	ENV ELU TER	Max	-19437.56	675.333	-123.196	2716.4955	1513.8184	24739.0949
190.2	ENV ELU HOR	Max	-19470.738	626.279	-115.236	2724.1579	-185.9401	23825.3201
190.2	ENV ELU VERT 2	Max	-19643.966	517.262	242.207	4419.4821	1369.5919	28858.2911
190.2	ENV ELU VER 1	Max	-19855.183	436.326	290.229	6972.0018	3567.5484	27602.5327
190.2	ENV ELU TER	Max	-19439.916	316.284	239.615	2422.8821	1518.6906	24727.1543
190.2	ENV ELU HOR	Max	-19452.835	267.211	216.118	2416.8662	-180.4616	23800.1997
190.2	ENV ELU VTO	Max	-19804.623	8.513	-108.938	4178.119	4881.8446	11546.3864
190.2	ENV ELU VTO	Max	-19794.574	-454.389	298.634	3783.2991	4820.7489	11533.0798
190.2	ENV ELU VTO	Min	-20125.693	-572.246	-294.65	-4435.7853	-4543.3283	-2294.4854
190.2	ENV ELU VTO	Min	-20139.331	-972.286	26.052	-4899.5971	-4600.5618	-2289.4
190.2	ENV ELU TER	Min	-20428.811	-1376.811	-237.891	-3545.7437	-1373.1851	-5000.787
190.2	ENV ELU HOR	Min	-20377.492	-1406.008	-215.572	-5071.2533	-3719.4083	-5033.4007
190.2	ENV ELU TER	Min	-20430.007	-1665.275	124.92	-3996.8678	-1369.1284	-5004.4725
190.2	ENV ELU HOR	Min	-20391.124	-1694.502	110.13	-5560.2277	-3715.9579	-5029.7858
190.2	ENV ELU VER 1	Min	-20080.197	-1718.197	-288.711	-8018.6489	-3395.2209	-6608.0631
190.2	ENV ELU VERT 2	Min	-20255.18	-1720.591	-241.805	-5548.7065	-1272.0273	-6484.4438
190.2	ENV ELU VER 1	Min	-20087.992	-1956.072	48.835	-8544.1411	-3428.7809	-6606.4861
190.2	ENV ELU VERT 2	Min	-20255.973	-1958.51	121.006	-6055.4397	-1268.5725	-6488.1293



Apéndice IV. Comprobación de las secciones de empotramiento de las pilas a pandeo.

Valores de cálculo de los materiales		Características de la pila y de la sección		Criterios de esbeltez para elementos aislados	
fck(Mpa)	30	b(mm)	4000	Pandeo en el eje Y	
fcd(Mpa)	20	h(mm)	2300	lo(m)	30.42
fyk(Mpa)	500	Ac(mm ²)	4.10E+06	C	0.2
fyd(Mpa)	434.782609	L(m)	16.9	e0(mm)	133.3333333
Ecm(Mpa)	32836.568	Iy(mm ⁴)	7.28E+12	ei(mm)	0.07605
Ecd(Mpa)	27363.8067	Iz(mm ⁴)	2.79E+12	M02(Nmm)	10168196512
				e02(mm)	1129.366939
				Ved	1.10E-01

Se comprueba únicamente el pandeo en el eje y, al ser Mx mucho mayor a My



Pila 1	Datos		Esfuerzos		
			N(KN)	Mx(KNm)	
	Longitud(m)	16.9	Máximos	16738.239	
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9003.448	
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
Resultados					
	Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandeo?
	22.8		53.48		NO
	22.8		64.25		NO

Pila 2	Datos		Esfuerzos		
			N(KN)	Mx(KNm)	
	Longitud(m)	19.25	Máximos	17449.596	
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9591.299	
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
Resultados					
	Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandeo?
	26		45.68		NO
	26		55.4		NO

Pila 3	Datos		Esfuerzos		
			N(KN)	Mx(KNm)	
	Longitud(m)	28.2	Máximos	18194.428	
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9993.179	
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
Resultados					
	Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandeo?
	38.1		48.93		NO
	38.1		57.54		NO

Pila 4	Datos		Esfuerzos		
			N(KN)	Mx(KNm)	
	Longitud(m)	21.25	Máximos	17110.05	
	Área(mm ²)	4.10E+06	Mínimos	9244.389	
	Inercia(mm ⁴)	7.28E+12			
Resultados					
	Esbeltez mecánica		Esbeltez límite		¿Pandeo?
	28.7		51.16		NO
	28.7		59.55		NO



ALTERNATIVA SUR

Apéndice V. Reacciones en las pilas en ELU

	output case	step type text	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
PILA 1	ENV ELU VTO	Min	9003.448	-693.702	-215.963	-5.0521	-2301.6762	-10167.5118
PILA 1	ENV ELU VER 1	Min	8715.387	-461.169	-154.62	-5.1125	-1370.8855	-8622.947
PILA 1	ENV ELU VERT 2	Min	8649.973	-94.866	-207.586	-2.656	-2039.9759	-2762.0714
PILA 1	ELU TER	Min	-15.172	-67.291	-269.903	-1.0088	-3216.942	-992.1634
PILA 1	ENV ELU HOR	Min	8755.617	25.583	-430.472	-0.1911	-5989.218	-162.3071
PILA 1	ELU TER	Max	19.521	49.71	197.358	1.4075	4399.4135	735.3106
PILA 1	ENV ELU VERT 2	Max	19542.286	57.857	125.152	3.4207	3383.6591	4363.6958
PILA 1	ENV ELU HOR	Max	18489.125	311.824	367.437	6.6732	7016.6932	7244.1589
PILA 1	ENV ELU VER 1	Max	19564.991	430.82	86.826	5.8055	2475.9304	10139.6211
PILA 1	ENV ELU VTO	Max	16738.239	664.532	145.745	5.7445	3446.2291	11617.2993

	output case	step type text	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
PILA 2	ENV ELU VTO	Min	9591.299	-1164.51	-331.116	-7.5709	-5499.0662	-19784.1352
PILA 2	ENV ELU VER 1	Min	9253.507	-775.455	-213.722	-8.8708	-3399.5987	-15135.807
PILA 2	ENV ELU VERT 2	Min	9263.253	-115.074	-84.393	-4.3055	-897.3496	-3495.6919
PILA 2	ENV ELU HOR	Min	9388.333	-135.55	-308.675	5.5297	-6387.8153	-2827.2922
PILA 2	ELU TER	Min	-1.59	-39.461	-103.547	-0.1483	-1260.807	-712.2338
PILA 2	ELU TER	Max	1.225	30.766	67.064	0.1725	1946.6776	553.6708
PILA 2	ENV ELU VERT 2	Max	20308.601	64.484	47.731	5.1148	1586.5826	4394.9952
PILA 2	ENV ELU HOR	Max	19214.415	381.754	339.777	19.9445	5803.0957	8539.8518
PILA 2	ENV ELU VER 1	Max	20305.668	730.784	188.159	9.8017	3880.1864	15970.8105
PILA 2	ENV ELU VTO	Max	17449.596	1122.071	304.719	8.5906	5995.3479	20608.6368

	output case	step type text	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
PILA 3	ENV ELU VTO	Min	9993.179	-608.148	-125.573	-0.8965	-3298.2554	-14825.484
PILA 3	ENV ELU VER 1	Min	9638.681	-463.853	-77.295	-3.9583	-2168.9541	-10171.6557
PILA 3	ENV ELU HOR	Min	9767.839	-181.403	-97.206	7.052	-3756.1492	-3725.502
PILA 3	ENV ELU VERT 2	Min	9644.701	-104.333	-20.723	-3.9476	-915.5288	-1388.0442
PILA 3	ELU TER	Min	-0.624	-9.898	-30.51	-1.4948	-1030.1641	-277.2059
PILA 3	ELU TER	Max	0.301	7.727	36.146	1.1152	869.5234	216.6797
PILA 3	ENV ELU VERT 2	Max	21035.654	107.456	32.124	5.7051	590.6119	1611.5528
PILA 3	ENV ELU HOR	Max	19946.386	105.238	131.795	23.9566	2770.3844	2113
PILA 3	ENV ELU VER 1	Max	21030.743	465.398	88.913	6.0752	1837.8412	10327.4042
PILA 3	ENV ELU VTO	Max	18194.428	608.472	137.078	3.2828	2970.3729	14954.2702

	output case	step type text	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
PILA 4	ENV ELU VTO	Min	9244.389	-770.326	-222.162	-7.8993	-5340.3881	-14048.6527
PILA 4	ENV ELU VER 1	Min	8957.515	-509.242	-128.602	-7.8149	-3623.088	-11206.5728
PILA 4	ENV ELU HOR	Min	8969.459	-437.832	-291.915	4.0628	-8229.825	-8785.4784
PILA 4	ENV ELU VERT 2	Min	8874.307	-39.792	-117.222	-3.0513	-3787.5024	-2983.5727
PILA 4	ELU TER	Min	-23.642	-2.27	-191.683	-0.3177	-4954.1413	-60.5943
PILA 4	ELU TER	Max	33.458	2.39	254.059	0.2289	3737.824	58.5332
PILA 4	ENV ELU HOR	Max	18884.978	-8.137	422.042	15.6622	5692.3458	450.9728
PILA 4	ENV ELU VERT 2	Max	19913.655	76.677	194.231	3.9732	2285.8375	2528.6319
PILA 4	ENV ELU VER 1	Max	19920.838	532.942	193.731	9.1955	2353.0709	10583.2977
PILA 4	ENV ELU VTO	Max	17110.05	786.269	287.085	9.6413	4074.3816	13360.1699



ALTERNATIVA SUR

Apéndice VI. Valores característicos de las acciones en los estribos

	output case	step type text	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
Estribo 1 izq	ELS PP	Max	1564.996	1.706	5.088	3.20E-17	-1.5265	0.5119
Estribo 1 izq	ELS PP	Min	1564.996	1.706	5.088	3.20E-17	-1.5265	0.5119
Estribo 1 der	ELS PP	Max	835.861	1.898	5.122	3.56E-17	-1.5367	0.5693
Estribo 1 der	ELS PP	Min	835.861	1.898	5.122	3.56E-17	-1.5367	0.5693
Estribo 2 izq	ELS PP	Max	664.811	-2.222	-5.33	-5.72E-17	1.5989	-0.6667
Estribo 2 izq	ELS PP	Min	664.811	-2.222	-5.33	-5.72E-17	1.5989	-0.6667
Estribo 2 der	ELS PP	Max	1733.947	-2.013	-5.25	-5.32E-17	1.5751	-0.604
Estribo 2 der	ELS PP	Min	1733.947	-2.013	-5.25	-5.32E-17	1.5751	-0.604
Estribo 1 izq	ELS CM	Max	417.993	0.594	1.416	1.11E-17	-0.3179	0.1783
Estribo 1 izq	ELS CM	Min	318.709	0.468	1.06	8.74E-18	-0.4248	0.1403
Estribo 1 der	ELS CM	Max	175.152	0.655	1.423	1.22E-17	-0.3194	0.1964
Estribo 1 der	ELS CM	Min	127.88	0.514	1.065	9.59E-18	-0.427	0.1542
Estribo 2 izq	ELS CM	Max	130.188	-0.533	-1.135	-1.33E-17	0.4531	-0.1599
Estribo 2 izq	ELS CM	Min	94.883	-0.691	-1.51	-1.73E-17	0.3405	-0.2074
Estribo 2 der	ELS CM	Max	462.409	-0.482	-1.115	-1.23E-17	0.4454	-0.1447
Estribo 2 der	ELS CM	Min	351.348	-0.626	-1.485	-1.61E-17	0.3346	-0.1878
Estribo 1 izq	ELS CARRO	Max	1399.557	3.692	2.613	0	0.5871	1.1077
Estribo 1 izq	ELS CARRO	Min	-581.623	-3.578	-1.957	0	-0.7838	-1.0734
Estribo 1 der	ELS CARRO	Max	1329.226	3.691	2.709	0	0.6386	1.1074
Estribo 1 der	ELS CARRO	Min	-666.62	-3.577	-2.129	0	-0.8128	-1.0732
Estribo 2 izq	ELS CARRO	Max	1396.497	5.535	1.58	0	0.7625	1.6605
Estribo 2 izq	ELS CARRO	Min	-758.268	-5.578	-2.542	0	-0.474	-1.6735
Estribo 2 der	ELS CARRO	Max	1441.98	5.533	1.46	0	0.7337	1.6598
Estribo 2 der	ELS CARRO	Min	-629.253	-5.578	-2.446	0	-0.438	-1.6733
Estribo 1 izq	ELS TER	Max	64.751	21.797	107.205	4.15E-16	20.1541	6.539
Estribo 1 izq	ELS TER	Min	-40.577	-13.659	-67.18	-2.60E-16	-32.1615	-4.0977
Estribo 1 der	ELS TER	Max	32.8	17.535	106.708	3.37E-16	20.0607	5.2604
Estribo 1 der	ELS TER	Min	-52.341	-10.988	-66.869	-2.11E-16	-32.0123	-3.2965
Estribo 2 izq	ELS TER	Max	4.69	11.344	75.927	4.47E-16	36.3486	3.4031
Estribo 2 izq	ELS TER	Min	-2.939	-18.102	-121.162	-7.14E-16	-22.778	-5.4305
Estribo 2 der	ELS TER	Max	7.759	14.24	75.966	5.00E-16	36.3675	4.272
Estribo 2 der	ELS TER	Min	-4.862	-22.724	-121.225	-7.98E-16	-22.7898	-6.8172

Estribo 1 izq	ELS REPARTIDA	Max	932.846	4.399	3.298	0	0.8271	1.3198
Estribo 1 izq	ELS REPARTIDA	Min	-707.276	-4.158	-2.757	0	-0.9894	-1.2474
Estribo 1 der	ELS REPARTIDA	Max	880.384	4.417	3.832	0	0.9701	1.325
Estribo 1 der	ELS REPARTIDA	Min	-796.253	-4.143	-3.234	0	-1.1497	-1.2429
Estribo 2 izq	ELS REPARTIDA	Max	905.984	6.887	1.407	0	0.6166	2.0662
Estribo 2 izq	ELS REPARTIDA	Min	-835.064	-7.221	-2.055	0	-0.4222	-2.1662
Estribo 2 der	ELS REPARTIDA	Max	980.175	6.907	1.117	0	0.5071	2.0721
Estribo 2 der	ELS REPARTIDA	Min	-740.353	-7.203	-1.69	0	-0.335	-2.161
Estribo 1 izq	ELS FR	Max	231.74	41.987	79.489	7.82E-16	25.7605	12.5961
Estribo 1 izq	ELS FR	Min	0	0	-85.868	0	-23.8468	0
Estribo 1 der	ELS FR	Max	0	41.986	79.711	7.82E-16	25.5912	12.5958
Estribo 1 der	ELS FR	Min	-251.796	0	-85.304	0	-23.9133	0
Estribo 2 izq	ELS FR	Max	0	0	101.263	0	21.0306	0
Estribo 2 izq	ELS FR	Min	-399.826	-52.987	-70.102	-1.12E-15	-30.3788	-15.8962
Estribo 2 der	ELS FR	Max	379.646	0	102.405	0	20.6126	0
Estribo 2 der	ELS FR	Min	0	-52.99	-68.709	-1.11E-15	-30.7214	-15.8969

Estribo 1	Axil(KN)	Cortante(KN)	Axil(KN/m)	Cortante(KN/m)	Momento(KNm/m)
Esfuerzos permanentes	-	-	30.5	19.65	-6.9
Hundimiento	Nmax,Vmin	7865.306	-302.963	749.0767619	-28.85361905
Deslizamiento	Nmin,Vmax	-249.04	398.614	-23.71809524	37.9632381

Estribo 2	Axil(KN)	Cortante(KN)	Axil(KN/m)	Cortante(KN/m)	Momento(KNm/m)
Esfuerzos permanentes	-	-	30.5	19.65	-6.9
Hundimiento	Nmax,Vmin	8108.086	348.295	772.1986667	33.17095238
Deslizamiento	Nmin,Vmax	-525.576	-403.506	-50.05485714	-38.42914286



Apéndice VII. Valores característicos de las acciones en el empotramiento de las pilas para el cálculo de las zapatas.

	output case	step type text	N(KN)	V2(KN)	V3(KN)	T(KNm)	M2(KNm)	M3(KNm)
PILA1	ELS PP	Max	7843.588	0.272	0.938	0.055	-15.2942	228.4434
PILA1	ELS PP	Min	7843.588	0.272	0.938	0.055	-15.2942	228.4434
PILA4	ELS PP	Max	8028.762	4.231	-0.861	0.163	16.7868	-142.9197
PILA4	ELS PP	Min	8028.762	4.231	-0.861	0.163	16.7868	-142.9197
PILA2	ELS PP	Max	8069.282	-3.027	0.077	0.3576	-1.4562	114.4207
PILA2	ELS PP	Min	8069.282	-3.027	0.077	0.3576	-1.4562	114.4207
PILA 3	ELS PP	Max	8513.377	1.077	0.218	0.3774	-6.1991	4.1418
PILA 3	ELS PP	Min	8513.377	1.077	0.218	0.3774	-6.1991	4.1418
PILA1	ELS CM	Max	1957.759	-0.069	0.258	0.0149	-3.0161	82.5689
PILA1	ELS CM	Min	1475.419	-0.081	0.185	0.0108	-4.2007	65.91
PILA2	ELS CM	Max	1986.374	-0.921	0.035	0.1117	-0.5949	43.6662
PILA2	ELS CM	Min	1496.515	-1.15	0.032	0.087	-0.6626	35.2575
PILA 3	ELS CM	Max	1973.9	0.34	0.069	0.1278	-1.5306	4.4074
PILA 3	ELS CM	Min	1487.078	0.263	0.054	0.1009	-1.9733	3.9424
PILA4	ELS CM	Max	1962.943	1.48	-0.173	0.0576	4.6378	-32.8854
PILA4	ELS CM	Min	1479.258	1.17	-0.238	0.0459	3.379	-42.8616
PILA1	ELS CARRO	Max	1197.758	14.396	4.35	0.5562	61.7058	808.5439
PILA1	ELS CARRO	Min	-153.402	-14.602	-3.786	-0.5611	-70.8969	-795.48
PILA2	ELS CARRO	Max	1184.625	26.879	3.88	1.2899	74.6673	798.5542
PILA2	ELS CARRO	Min	-145.657	-27.197	-3.972	-1.335	-72.9484	-798.5419
PILA 3	ELS CARRO	Max	1177.827	35.17	1.566	1.1782	49.3937	285.5058
PILA 3	ELS CARRO	Min	-152.997	-35.215	-1.733	-1.1977	-44.6451	-284.7635
PILA4	ELS CARRO	Max	1191.378	20.128	2.955	0.784	59.328	687.0201
PILA4	ELS CARRO	Min	-150.552	-19.857	-3.042	-0.8302	-57.6244	-691.9723
PILA1	ELS REPARTIDA	Max	702.041	11.183	4.144	0.9197	61.1704	1083.9557
PILA1	ELS REPARTIDA	Min	-54.244	-11.122	-3.753	-0.9086	-67.5462	-1044.2206
PILA2	ELS REPARTIDA	Max	724.327	17.16	2.856	1.6631	53.7185	1486.2399
PILA2	ELS REPARTIDA	Min	-84.293	-17.459	-2.857	-1.6002	-53.6909	-1465.8861
PILA 3	ELS REPARTIDA	Max	715.891	31.164	1.203	1.2925	33.7691	591.9919
PILA 3	ELS REPARTIDA	Min	-86.176	-31.014	-1.185	-1.2469	-34.2757	-590.4332
PILA4	ELS REPARTIDA	Max	694.596	15.681	2.335	1.3502	51.255	1061.9182
PILA4	ELS REPARTIDA	Min	-52.927	-15.337	-2.628	-1.3154	-45.5401	-1084.1329

PILA1	ELS VTO	Max	38.242	453.468	119.432	3.5881	1924.3549	7194.046
PILA1	ELS VTO	Min	-39.013	-451.864	-121.084	-3.5733	-1897.4258	-7173.5263
PILA2	ELS VTO	Max	12.259	762.242	211.107	5.3643	3846.2338	13441.6956
PILA2	ELS VTO	Min	-11.889	-760.064	-212.73	-5.1714	-3815.7108	-13408.2837
PILA 3	ELS VTO	Max	7.102	404.293	87.197	1.523	2095.4599	9905.1877
PILA 3	ELS VTO	Min	-7.105	-406.065	-87.758	-1.0085	-2079.4709	-9944.3723
PILA4	ELS VTO	Max	30.287	511.734	168.817	6.0784	3145.3089	9000.466
PILA4	ELS VTO	Min	-30.573	-523.124	-170.11	-5.5047	-3120.0782	-9177.063

PILA3						
	N(KN)	Fy(KN)	Fx(KN)	T(KNm)	My(KNm)	Mx(KNm)
PP	8513.377	1.077	0.218	0.3774	-6.1991	4.1418
CM	1973.9	0.34	0.069	0.1278	-1.5306	4.4074
USO	1893.718	66.334	2.769	2.4707	83.1628	877.4977
VTO	7.102	404.293	87.197	1.523	2095.4599	9905.1877

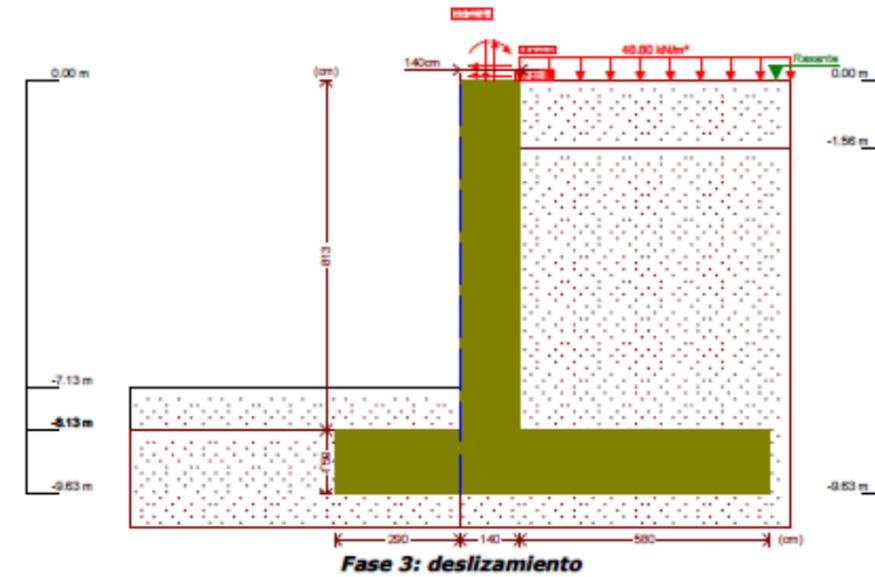
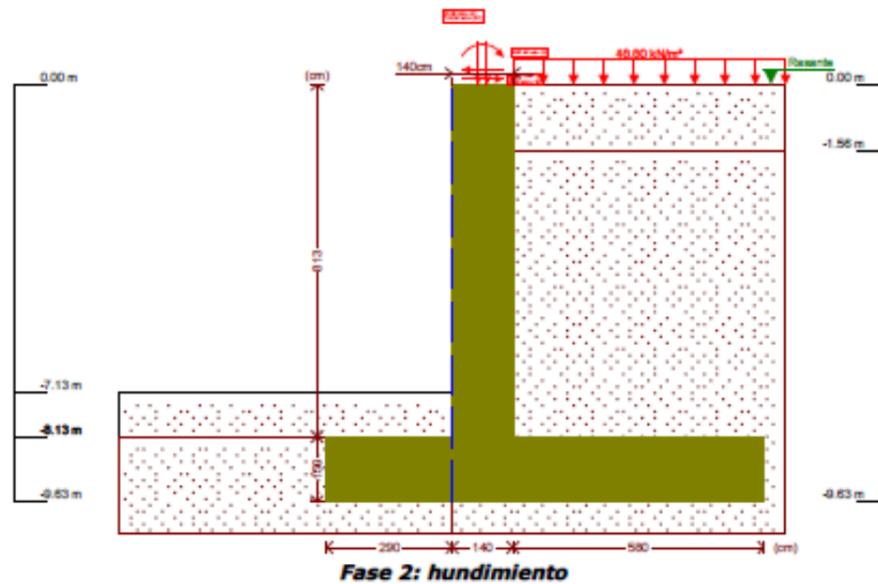
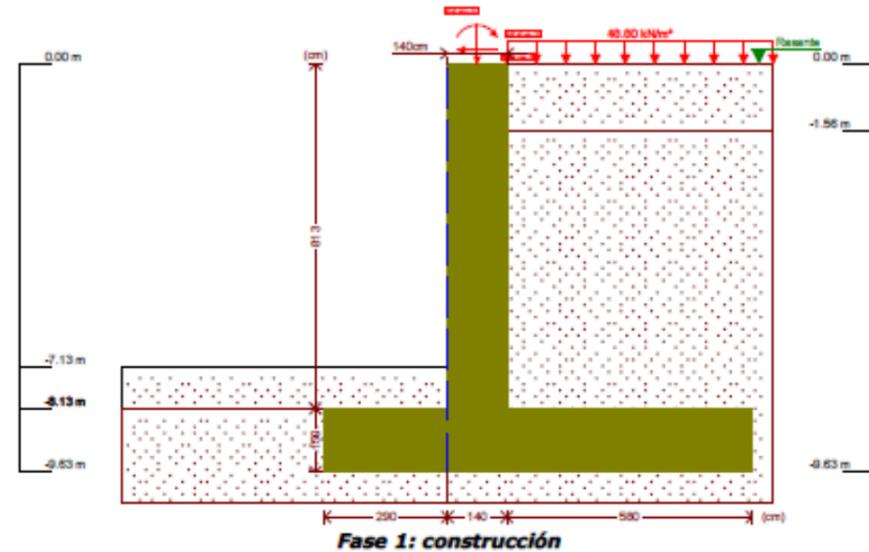
PILAS 1,2 Y 4						
	Axil max	Fy(KN)	Fx(KN)	T(KNm)	My(KNm)	Mx(KNm)
PP	8069.282	4.231	0.938	0.3576	16.7868	228.4434
CM	1986.374	1.48	0.258	0.1117	4.6378	82.5689
USO	1908.952	44.039	8.494	2.953	128.3858	2284.7941
VTO	38.242	762.242	211.107	6.0784	3846.2338	13441.6956



Apéndice VIII. Listados del cálculo de los estribos extraídos del software de cálculo Cype Ingenieros.

Estribo 1.

Esquema de las fases



11.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior / 6Ø20: inferior / 6Ø20				
Estribos: Ø14c/25				
Canto viga: 128.4 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 130 / 100 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/25 Solape: 0.3 m	Ø12c/20	Ø25c/15 Solape: 1.95 m	Ø16c/15
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø20c/20		Ø25c/20 Longitud de anclaje en prolongación: 150 cm	
Inferior	Ø20c/20		Ø25c/15	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				



ALTERNATIVA SUR

12.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: Estribo izq final 3		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 2235.3 kN/m Calculado: 409 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 140 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 13.4 cm Calculado: 18.8 cm	Cumple Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple
Cuántia geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00268 Calculado: 0.00113	Cumple Cumple
Cuántia mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuántia horizontal > 20% Cuántia vertical)</i>	Mínimo: 0.00046 Calculado: 0.00095 Mínimo: 6e-005 Calculado: 0.0004	Cumple Cumple
Cuántia mínima geométrica vertical cara traccionada: - Trasdós (-8.13 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00233	Cumple
Cuántia mínima mecánica vertical cara traccionada: - Trasdós (-8.13 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00184 Calculado: 0.00233	Cumple

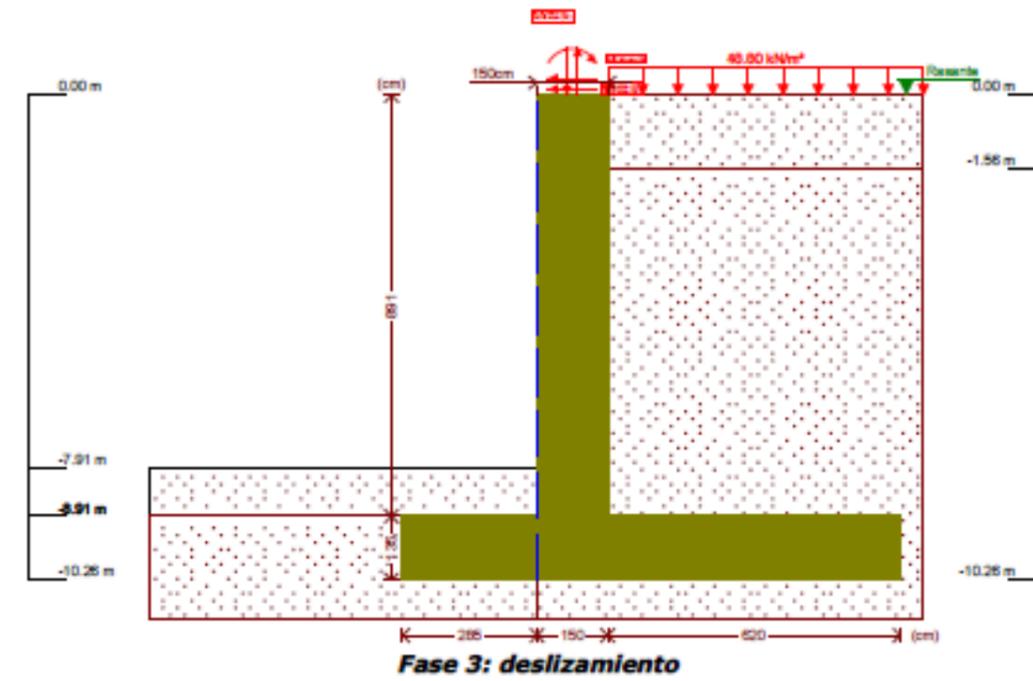
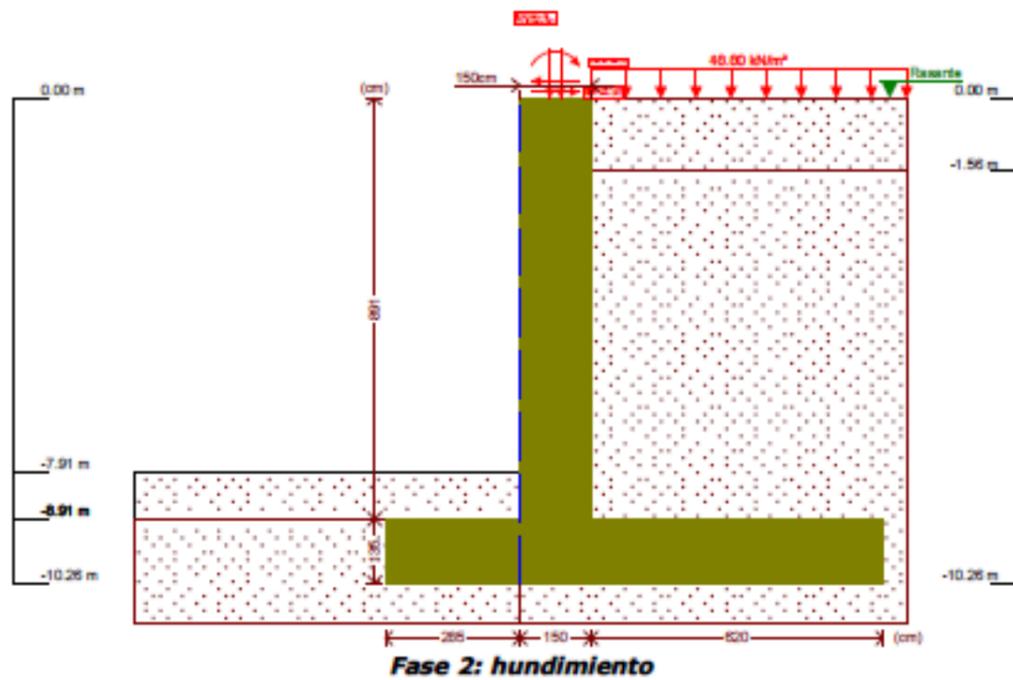
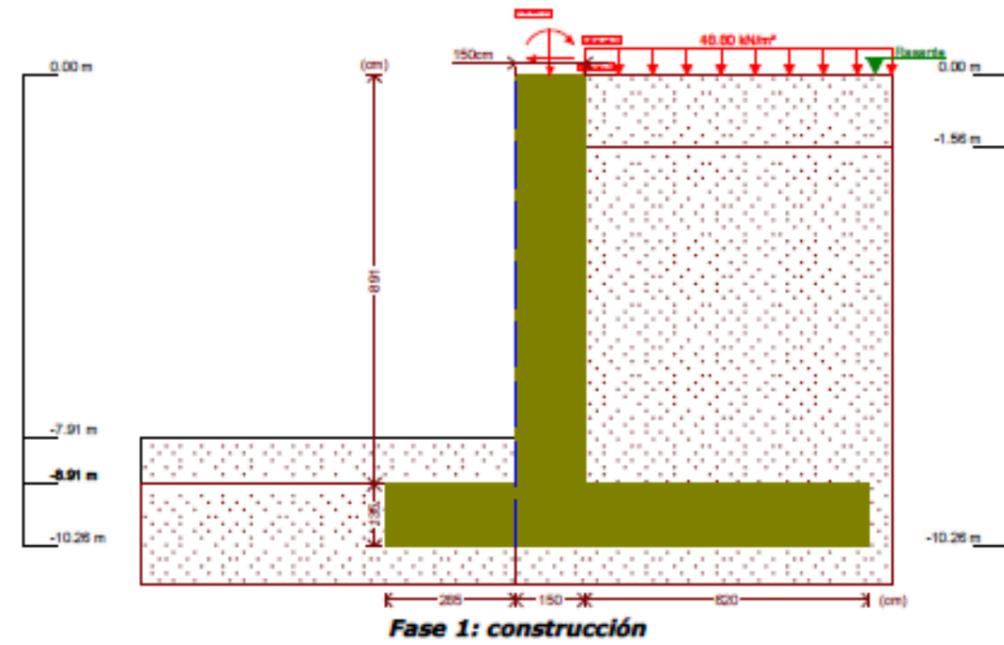
Referencia: Muro: Estribo izq final 3		
Comprobación	Valores	Estado
Cuántia mínima geométrica vertical cara comprimida: - Intradós (-8.13 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00032	Cumple
Cuántia mínima mecánica vertical cara comprimida: - Intradós (-8.13 m): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 0.00012 Calculado: 0.00032	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 10 cm Calculado: 22.6 cm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 25 cm	Cumple 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: 638.3 kN/m Calculado: 344.5 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.225 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>	Mínimo: 1.62 m Calculado: 1.95 m Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple Cumple

Referencia: Zapata corrida: Estribo izq final 3		
Comprobación	Valores	Estado
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 6.94	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 3.79	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 150 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>	Máximo: 0.285 MPa Calculado: 0.2744 MPa Máximo: 0.3562 MPa Calculado: 0.2747 MPa	Cumple Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>	Mínimo: 20.29 cm ² /m Calculado: 24.54 cm ² /m Mínimo: 9.17 cm ² /m Calculado: 32.72 cm ² /m Mínimo: 25.15 cm ² /m Calculado: 32.72 cm ² /m	Cumple Cumple Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 637.7 kN/m Calculado: 308.3 kN/m Calculado: 459.4 kN/m	Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>	Mínimo: 50.9 cm Calculado: 140.5 cm Mínimo: 20 cm Calculado: 140.5 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm Mínimo: 66.9 cm Calculado: 150 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø25 Calculado: Ø20 Calculado: Ø25 Calculado: Ø20	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple



Estribo 2.

Esquema de las fases



11.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior / 6Ø20: inferior / 6Ø20				
Estribos: Ø14c/25				
Canto viga: 160 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 125 / 124 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/20 Solape: 0.3 m	Ø12c/20	Ø25c/15 Solape: 1.7 m Refuerzo 1: Ø25 h=2.9 m	Ø16c/15
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø25c/25		Ø25c/10 Longitud de anclaje en prolongación: 170 cm	
Inferior	Ø25c/25		Ø25c/15	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				



ALTERNATIVA SUR

12.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: estribo derecha final bueno 1		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 3683.7 kN/m Calculado: 460.4 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: 3.7 cm Calculado: 13.4 cm Calculado: 18.8 cm	Cumple Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple
Cuántía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.00268 Calculado: 0.00113	Cumple Cumple
Cuántía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuántía horizontal > 20% Cuántía vertical)</i>	Mínimo: 0.00087 Calculado: 0.00089 Mínimo: 7e-005 Calculado: 0.00037	Cumple Cumple
Cuántía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00436 Calculado: 0.00218	Cumple Cumple
Cuántía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00184	

Referencia: Muro: estribo derecha final bueno 1		
Comprobación	Valores	Estado
- Trasdós (-8.91 m): - Trasdós (-6.01 m):	Calculado: 0.00436 Calculado: 0.00218	Cumple Cumple
Cuántía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00037 Calculado: 0.00037	Cumple Cumple
Cuántía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Calculado: 0.00037 Mínimo: 0.00012 Mínimo: 0.00011	Cumple Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 3.7 cm Calculado: 17.6 cm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 20 cm	Cumple 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: 673.8 kN/m Calculado: 383.9 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.095 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>	Mínimo: 1.45 m Calculado: 1.7 m Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple Cumple

Referencia: Muro: estribo derecha final bueno 1		
Comprobación	Valores	Estado
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -8.91 m, M: 1170.49 kN·m/m, N: 328.25 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: estribo derecha final bueno 1		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 6.77	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 3.72	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 135 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.285 MPa Calculado: 0.2849 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.3562 MPa Calculado: 0.2902 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 27.64 cm ² /m Calculado: 49.08 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 9.41 cm ² /m Calculado: 32.72 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 29.97 cm ² /m Calculado: 32.72 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 584.8 kN/m Calculado: 375.3 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 533.1 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 29.3 cm Calculado: 125 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 125 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: 45.6 cm Calculado: 170 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø25	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø25	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø25	Cumple

**Apéndice IX. Listados del cálculo de las zapatas extraídos del software de cálculo Cype Ingenieros.**

Zapata de las pilas 1,2 y 4.

5.- COMPROBACIÓN

Referencia: P-1 Dimensiones: 930 x 930 x 175 Armados: Xi:Ø25c/24 Yi:Ø25c/14 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.285 MPa Calculado: 0.186782 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.207874 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.350021 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 750.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 215.5 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>	Mínimo: 1.5 Calculado: 8.34	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 10076.56 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 19768.64 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 2190.87 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 5583.07 kN	Cumple

Referencia: P-1 Dimensiones: 930 x 930 x 175 Armados: Xi:Ø25c/24 Yi:Ø25c/14 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 930.2 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 175 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - P-1:	Mínimo: 27 cm Calculado: 165 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0012	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.002	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0012 Calculado: 0.0012	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0016 Calculado: 0.0021	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 25 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 24 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 14 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple

Zapata de la pila 3



5.- COMPROBACIÓN

Referencia: P-1		
Dimensiones: 840 x 840 x 155		
Armados: Xi:Ø25c/26 Yi:Ø25c/15 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.285 MPa Calculado: 0.213564 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.224453 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.356201 MPa Calculado: 0.353749 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1252.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 267.3 %	Cumple
Deslizamiento de la zapata: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>		
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 1.5 Calculado: 14.62	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 7651.66 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 15416.01 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 1636.31 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 4770.41 kN	Cumple

Referencia: P-1		
Dimensiones: 840 x 840 x 155		
Armados: Xi:Ø25c/26 Yi:Ø25c/15 Xs:Ø20c/20 Ys:Ø20c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Compresión oblicua en la zapata: <i>- Situaciones persistentes:</i> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 1052.2 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 155 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: <i>- P-1:</i>		
	Mínimo: 27 cm Calculado: 145 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0012	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0013 Calculado: 0.0013	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0016 Calculado: 0.0022	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 25 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 20 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 26 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple



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



ÍNDICE DE PLANOS

1. Localización
2. Situación actual
3. Adecuación de la travesía
4. Diseño geométrico
 - 4.1. Planta general
 - 4.2. Planta y perfil
 - 4.3. Sección tipo
 - 4.4. Secciones transversales
5. Estructuras
 - 5.1. Primer puente sobre el río Chelva
 - 5.1.1. Fase 1
 - 5.1.1.1. Puente cajón prefabricado (1 de 2)
 - 5.1.1.2. Puente cajón prefabricado (2 de 2)
 - 5.1.1.3. Puente prefabricado doble T (1 de 2)
 - 5.1.1.4. Puente prefabricado doble T (2 de 2)
 - 5.1.1.5. Puente artesa (1 de 2)
 - 5.1.1.6. Puente artesa (2 de 2)
 - 5.1.1.7. Puente empujado (1 de 2)
 - 5.1.1.8. Puente empujado (2 de 2)
 - 5.1.1.9. Puente arco (1 de 2)
 - 5.1.1.10. Puente arco (2 de 2)
 - 5.1.1.11. Puente atirantado (1 de 2)
 - 5.1.1.12. Puente atirantado (2 de 2)
 - 5.1.1.13. Puente extradadosado (1 de 2)
 - 5.1.1.14. Puente extradadosado (2 de 2)
 - 5.1.1.15. Puente mediante voladizos sucesivos (1 de 2)
 - 5.1.1.16. Puente mediante voladizos sucesivos (2 de 2)
 - 5.1.2. Fase 2
 - 5.1.2.1. Puente cajón prefabricado
 - 5.1.2.1.1. Alzado y sección
 - 5.1.2.1.2. Pilas
 - 5.1.2.1.3. Estribos
 - 5.1.2.2. Puente prefabricado doble T
 - 5.1.2.2.1. Alzado y sección
 - 5.1.2.2.2. Pilas
 - 5.1.2.2.3. Capitel
 - 5.1.2.2.4. Estribos
 - 5.1.2.3. Puente artesa
 - 5.1.2.3.1. Alzado y sección
 - 5.1.2.3.2. Pilas
 - 5.1.2.3.3. Capitel
 - 5.1.2.3.4. Estribos
 - 5.1.2.4. Puente arco
 - 5.1.2.4.1. Alzado y sección
 - 5.1.2.4.2. Pila y sección
 - 5.1.2.4.3. Estribos
 - 5.1.2.5. Puente extradadosado
 - 5.1.2.5.1. Alzado y sección
 - 5.1.2.5.2. Pilas
 - 5.1.2.5.3. Detalle
 - 5.1.2.5.4. Estribos.
 - 5.1.2.6. Puente mediante voladizos sucesivos
 - 5.1.2.6.1. Alzado y sección
 - 5.1.2.6.2. Pilas
 - 5.1.2.6.3. Secciones
 - 5.1.2.6.4. Estribos
 - 5.1.3. Fase 3



- 5.1.3.1. Emplazamiento.
- 5.1.3.2. Planta y alzado.
- 5.1.3.3. Secciones tipo.
- 5.1.3.4. Geometría de las secciones del tablero
- 5.1.3.5. Armado de las secciones del tablero
- 5.1.3.6. Geometría y armado de las pilas
- 5.1.3.7. Definición geométrica y armado de zapatas
- 5.1.3.8. Geometría del estribo 1
- 5.1.3.9. Armado del estribo 1
- 5.1.3.10. Geometría del estribo 2 (con neopreno)
- 5.1.3.11. Armado del estribo 2
- 5.1.3.12. Geometría de los cables de pretensado (1 de 2)
- 5.1.3.13. Geometría de los cables de pretensado (2 de 2)
- 5.1.3.14. Proceso constructivo (1 de 9)
- 5.1.3.15. Proceso constructivo (2 de 9)
- 5.1.3.16. Proceso constructivo (3 de 9)
- 5.1.3.17. Proceso constructivo (4 de 9)
- 5.1.3.18. Proceso constructivo (5 de 9)
- 5.1.3.19. Proceso constructivo (6 de 9)
- 5.1.3.20. Proceso constructivo (7 de 9)
- 5.1.3.21. Proceso constructivo (8 de 9)
- 5.1.3.22. Proceso constructivo (9 de 9)

5.2. Segundo puente sobre el río Chelva

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 extradosado (1 de 2)
- 5.2.1.6.2. Puente extradosado (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. Estribo 1
- 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 extradado
 - 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)



- 5.2.3.15. Proceso constructivo (7 de 7)
- 5.3. Puente sobre el barranco del Convento
 - 5.3.1. Fase 1
 - 5.3.1.1.1. Puente prefabricado artesa (1 de 1)
 - 5.3.1.2.1. Puente cajón in situ (1 de 2)
 - 5.3.1.2.2. Puente cajón in situ (2 de 2)
 - 5.3.1.3.1. Puente prefabricado doble T (1 de 2)
 - 5.3.1.3.2. Puente prefabricado doble T (2 de 2)
 - 5.3.1.4.1. Puente losa in situ (1 de 1)
 - 5.3.1.5.1. Puente cajón prefabricado (1 de 2)
 - 5.3.1.5.2. Puente cajón prefabricado (2 de 2)
 - 5.3.2. Fase 2
 - 5.3.2.1. Puente cajón in situ de 45 metros de luz
 - 5.3.2.1.1. Alzado y planta
 - 5.3.2.1.2. Sección en tablero
 - 5.3.2.1.3. Pilas
 - 5.3.2.1.4. Estribos
 - 5.3.2.2. Puente cajón in situ de 40 metros de luz
 - 5.3.2.2.1. Alzado y planta
 - 5.3.2.2.2. Sección en tablero
 - 5.3.2.2.3. Pilas
 - 5.3.2.2.4. Estribos
 - 5.3.2.3. Puente losa in situ
 - 5.3.2.3.1. Alzado y planta
 - 5.3.2.3.2. Sección en tablero
 - 5.3.2.3.3. Pilas
 - 5.3.2.3.4. Estribos
 - 5.3.2.4. Puente cajón prefabricado
 - 5.3.2.4.1. Alzado y planta
 - 5.3.2.4.2. Sección en tablero
 - 5.3.2.4.3. Pilas
 - 5.3.2.4.4. Estribos
 - 5.3.2.5. Puente prefabricado artesa
 - 5.3.2.5.1. Alzado y planta



5.3.2.5.2. Secciones en tablero

5.3.2.5.3. Pilas

5.3.2.5.4. Estribos

5.3.2.6. Puente prefabricado doble T

5.3.2.6.1. Alzado y planta

5.3.2.6.2. Sección en tablero

5.3.2.6.3. Pilas

5.3.2.6.4. Estribos

5.3.3. Fase 3

5.3.3.1. Emplazamiento.

5.3.3.2. Alzado y planta.

5.3.3.3. Sección en tablero. Armado y geometría del tablero

5.3.3.4. Estribos. Muro frontal geometría.

5.3.3.5. Estribos. Muro frontal armado.

5.3.3.6. Pilas. Geometría y armado

5.3.3.7. Cimentación pila 3. Geometría y armado

5.3.3.8. Cimentación pilas 1,2 y 4. Geometría y armado.

6. Protección hidráulica de las estructuras

6.1. Primer puente sobre el río Chelva

6.1.1. Alzado con regularización del cauce

6.1.2. Alzado y detalles protección local y general

6.1.3. Planta y detalle de las protecciones

6.2. Segundo puente sobre el río Chelva

6.2.1. Alzado con regularización del cauce

6.2.2. Alzado y detalles protección local y general

6.2.3. Planta y detalle de las protecciones

6.3. Puente sobre el barranco del Convento

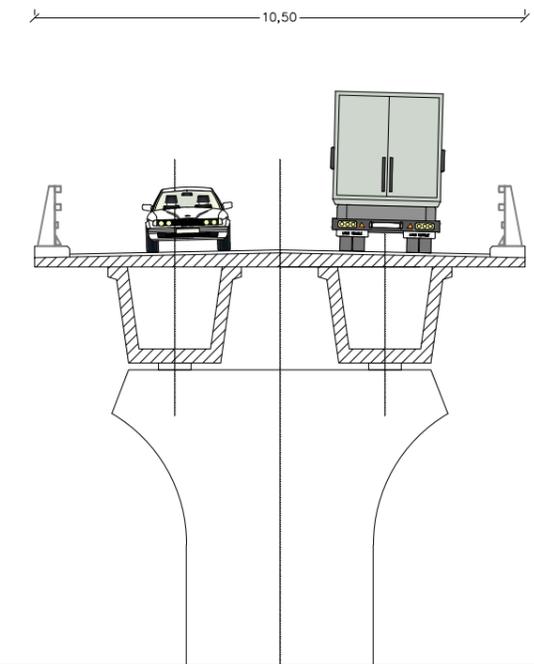
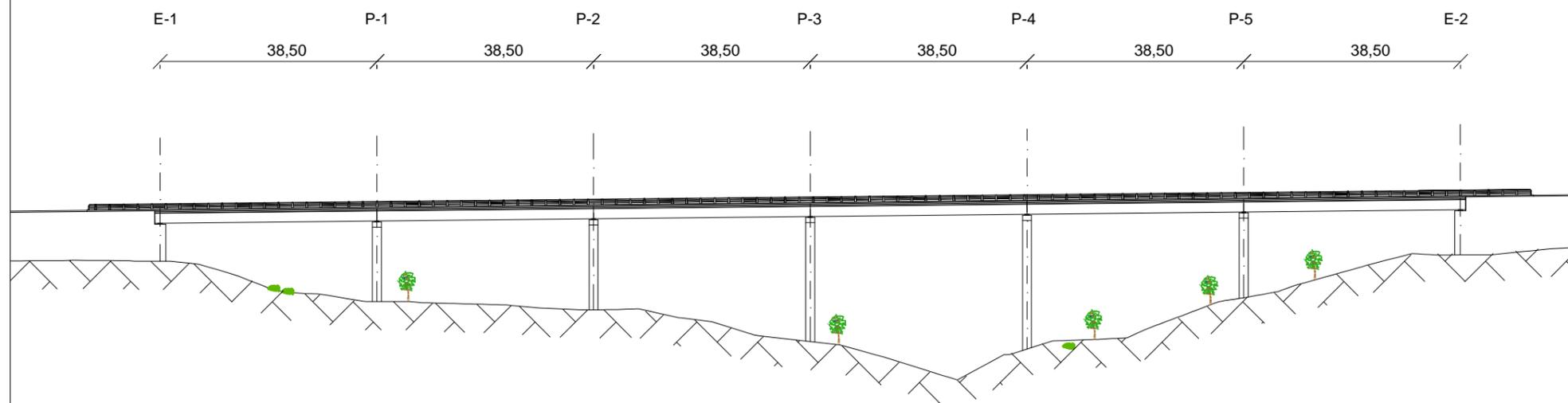
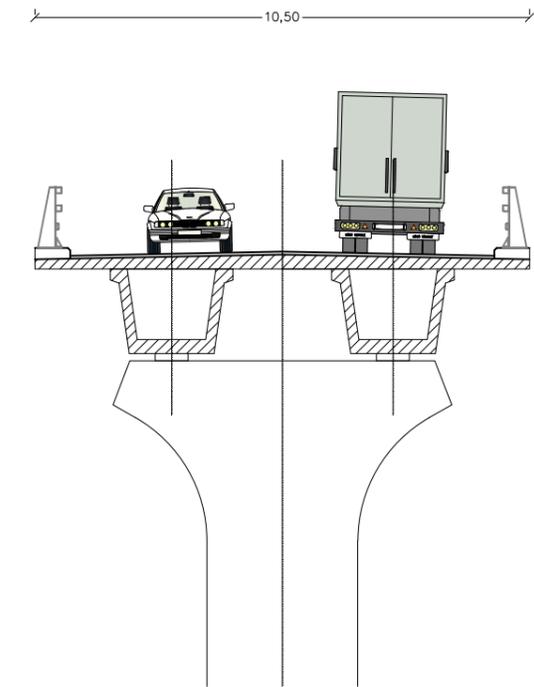
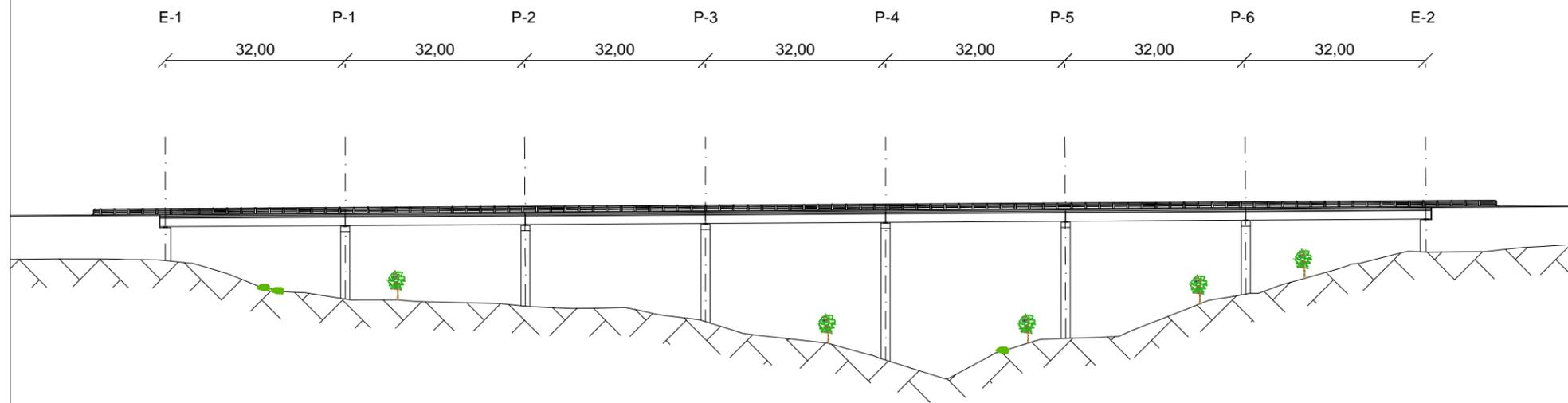
6.3.1. Alzado con regularización del cauce

6.3.2. Alzado y detalles protección local y general

6.3.3. Planta y detalle de las protecciones

Puente viga prefabricada artesa. Vanos de 32 metros y 38,5 m.

Escala 1:1000
Escala 1:150



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

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
PUENTE PREFABRICADO ARTESA

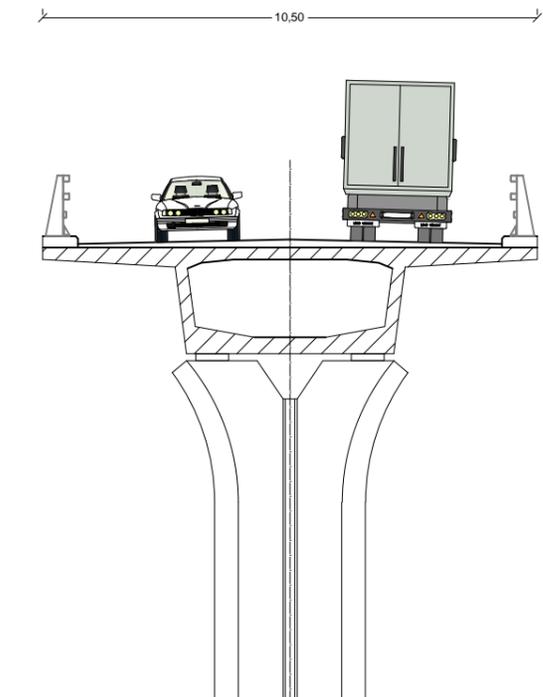
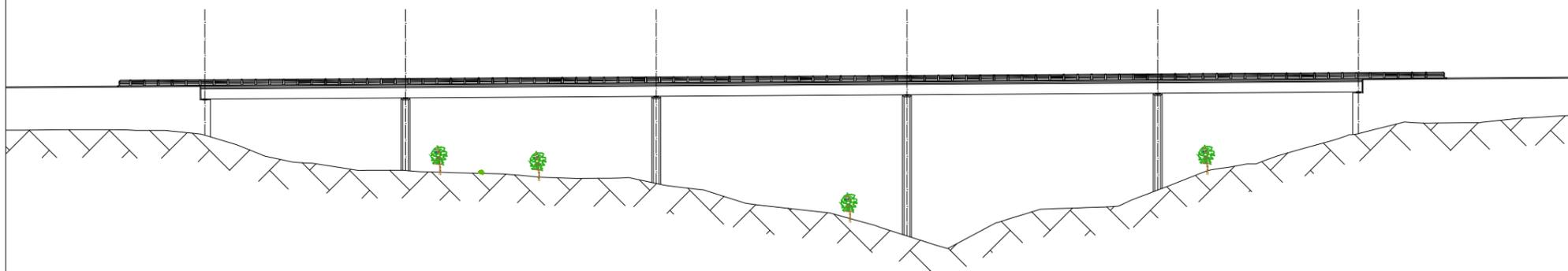
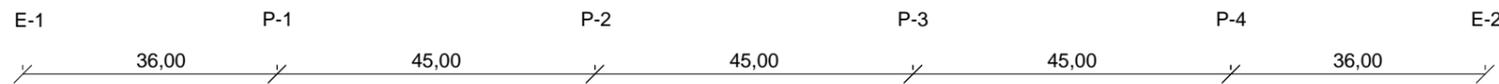
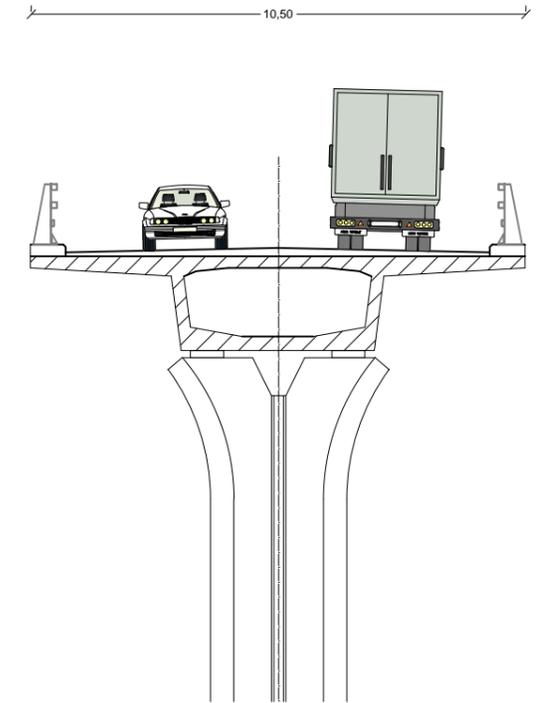
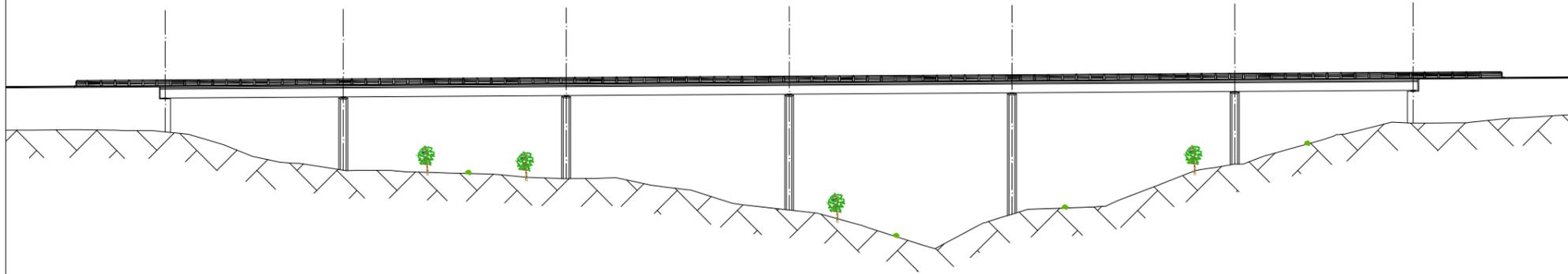
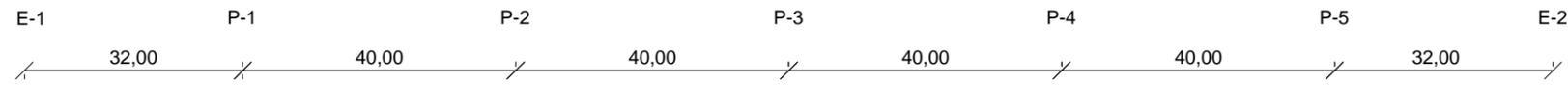
Nº DE PLANO
5.3.1.1.1.

HOJA 1 DE 1

Puente cajón in situ. Vanos de 36 y 40 m

Escala 1:1000

Escala 1:150



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

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

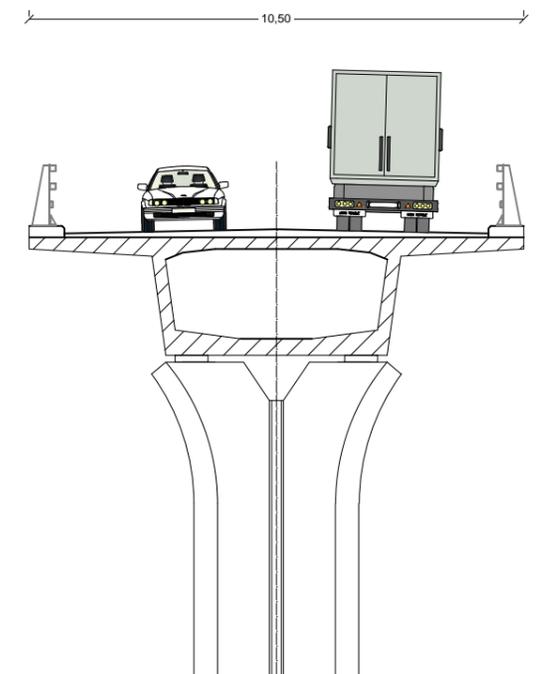
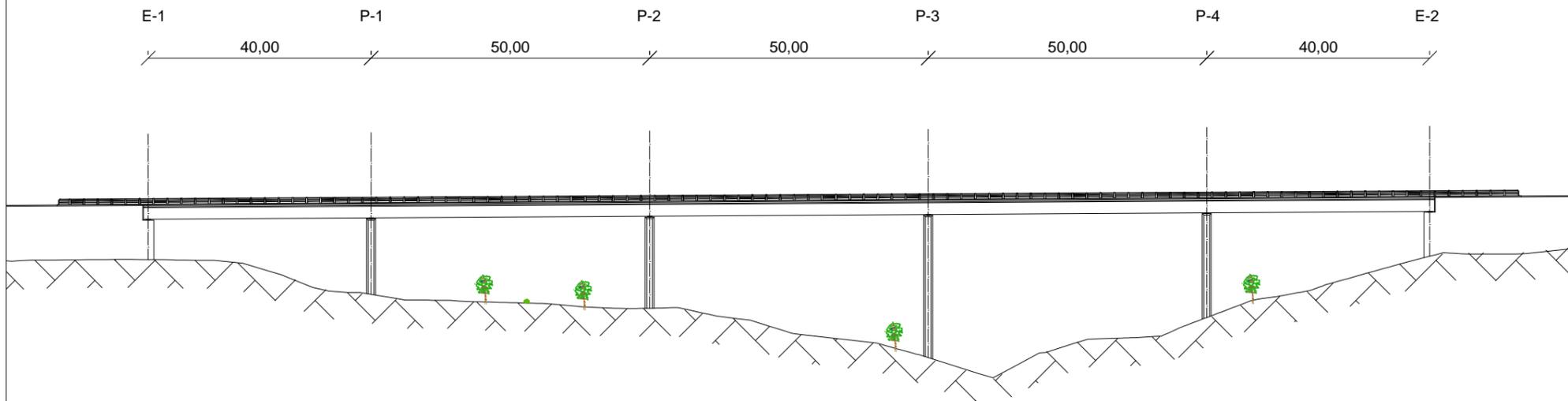
TÍTULO DEL PLANO
PUENTE CAJÓN IN SITU

Nº DE PLANO
5.3.1.2.1.
HOJA 1 DE 2

Puente cajón in situ. Vanos 50 m

Escala 1:1000

Escala 1:150



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

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

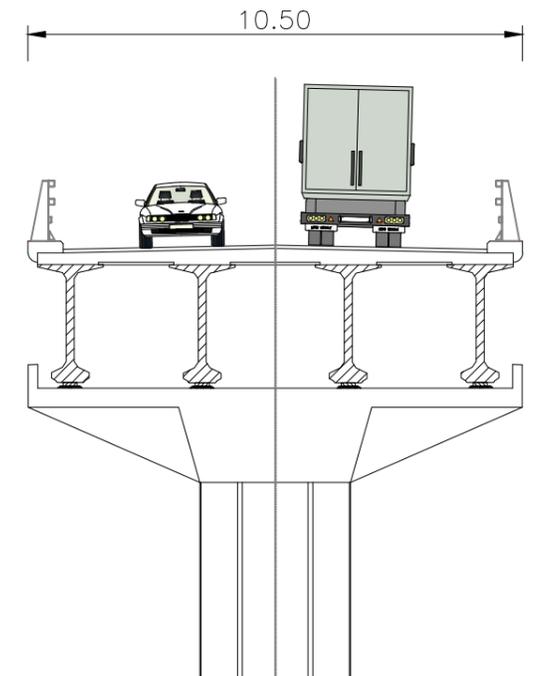
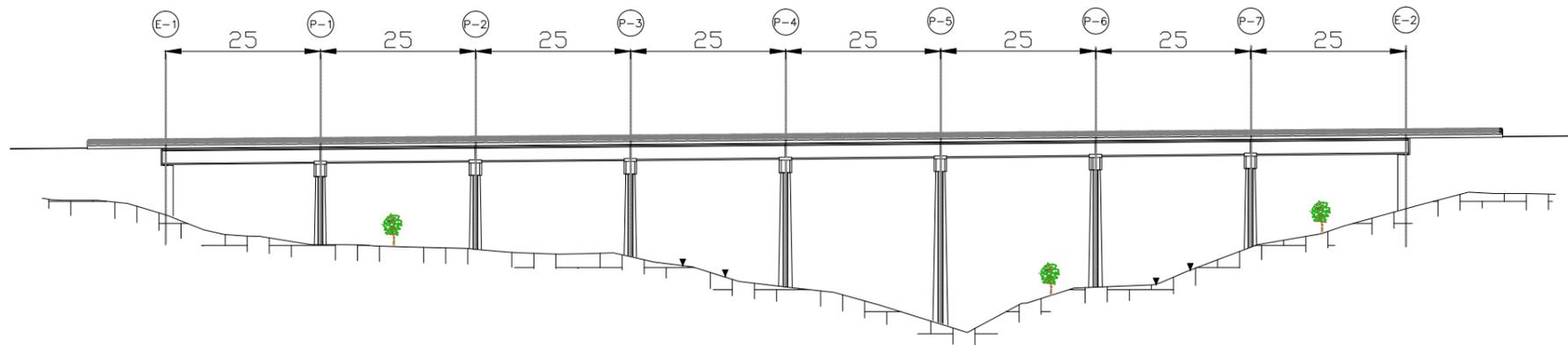
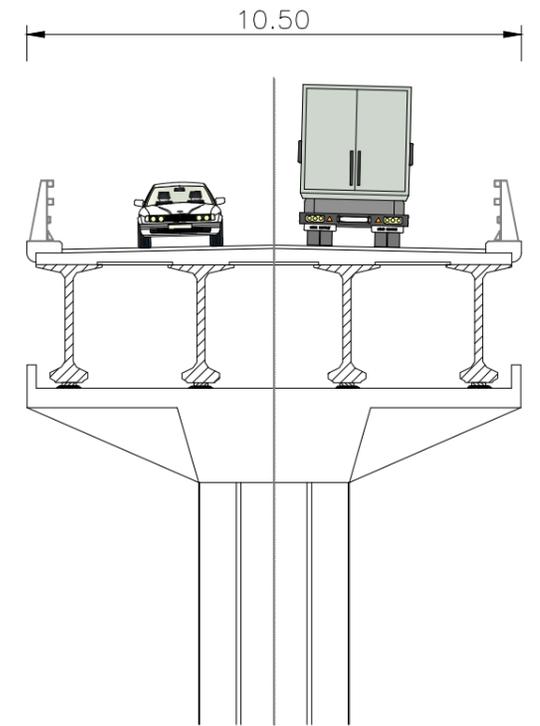
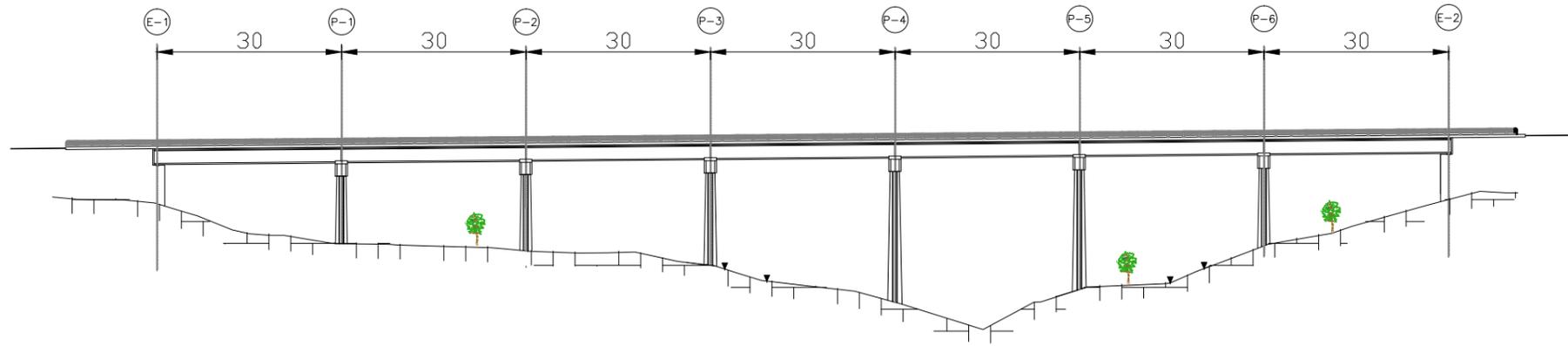
ESCALA:
Varias

TÍTULO DEL PLANO
PUENTE CAJÓN IN SITU

Nº DE PLANO
5.3.1.2.2.

HOJA 2 DE 2

Puente viga prefabricada doble T. Vano de 30 y 25 m
 Escala 1:1000
 Escala 1:150



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

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

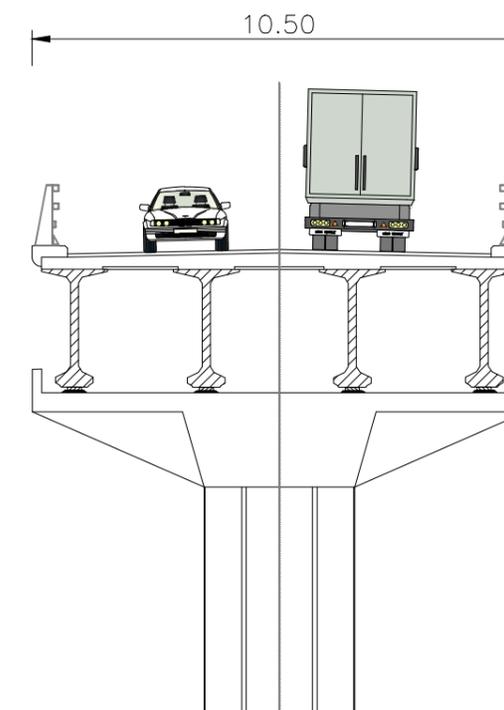
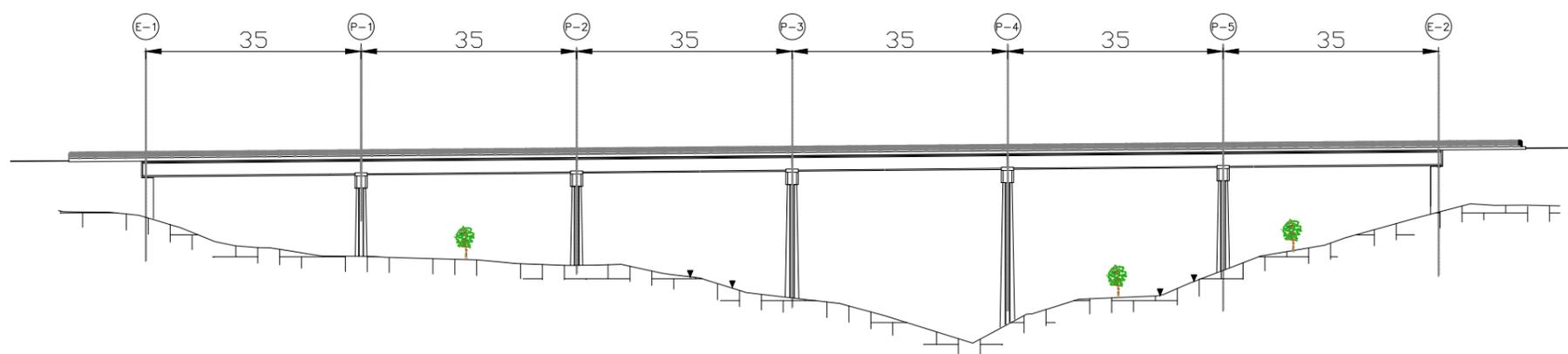
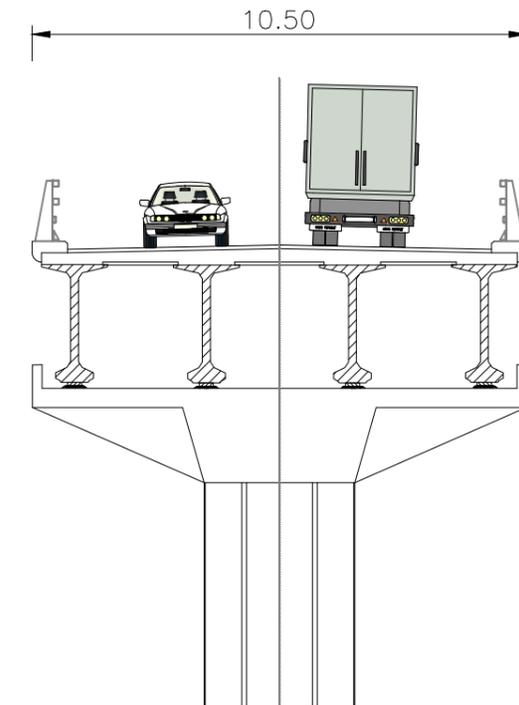
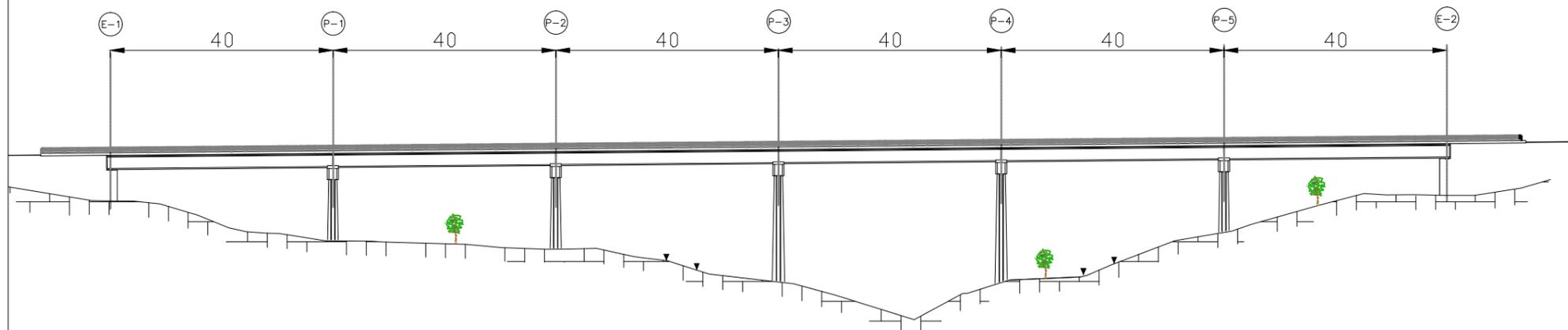
ESCALA:
 VARIAS

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE PREFABRICADO DOBLE T

Nº DE PLANO
 5.3.1.3.1.

HOJA 1 DE 2

Puente viga prefabricada doble T. Vanos de 40 y 35 m
 Escala 1:1000
 Escala 1:150



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

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

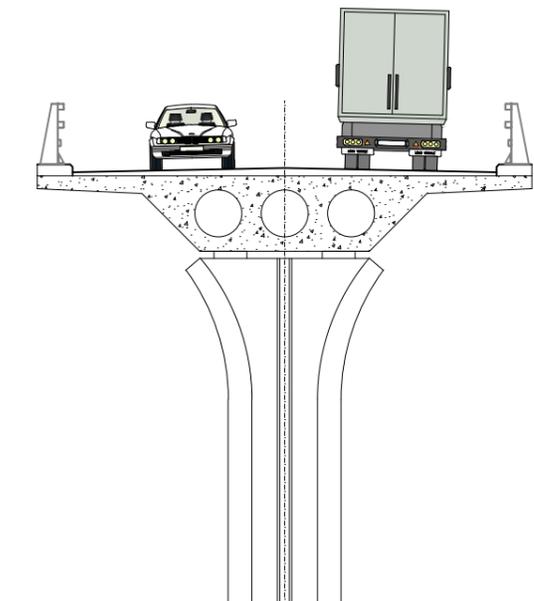
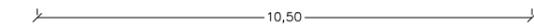
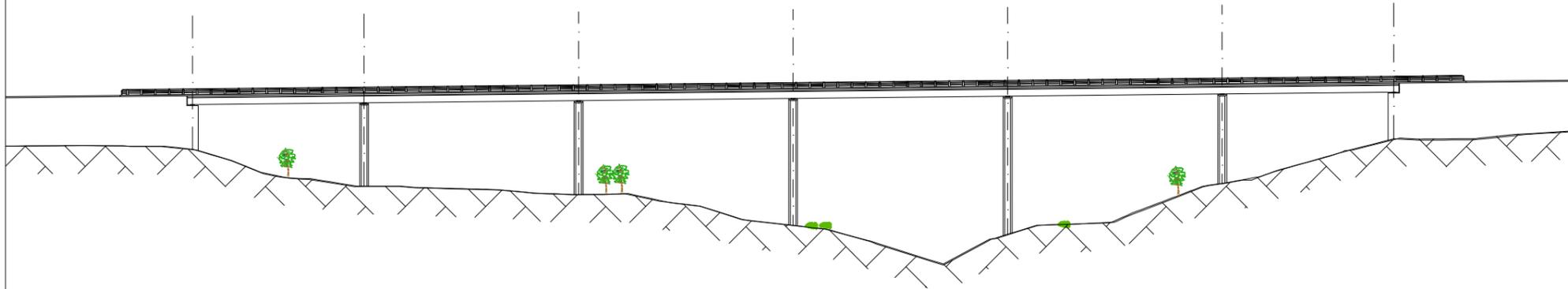
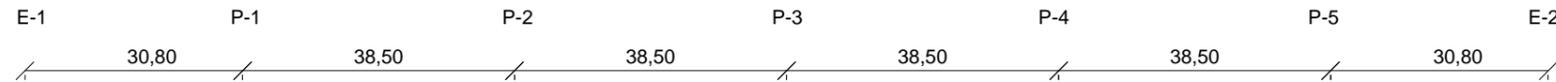
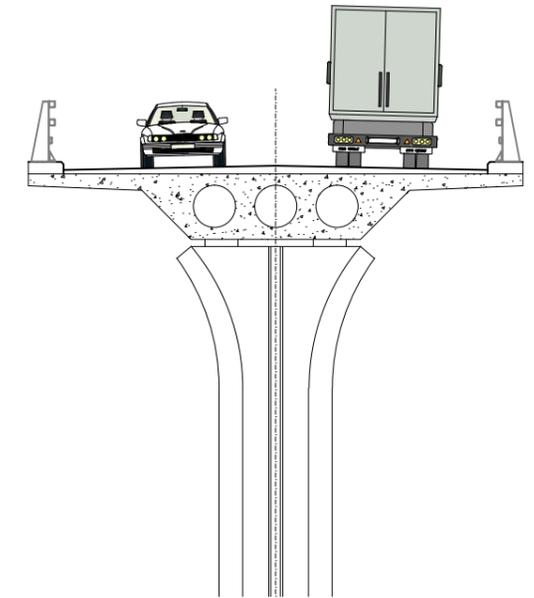
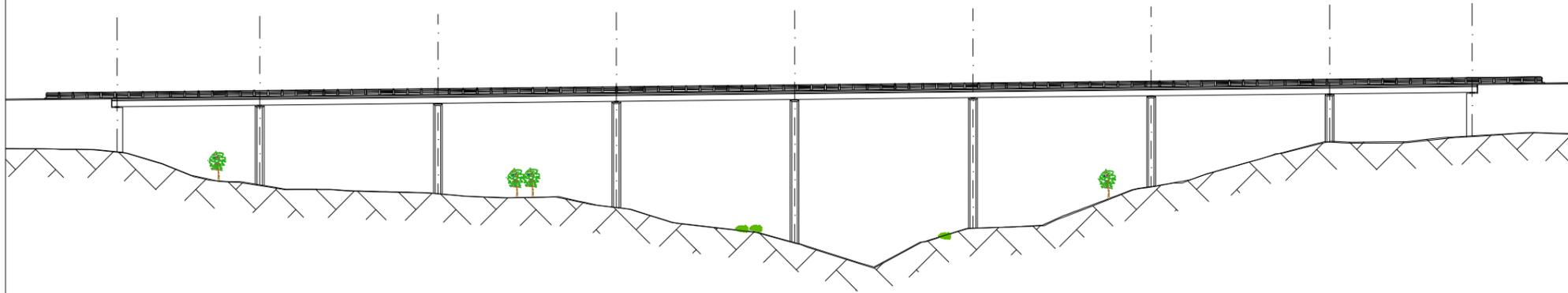
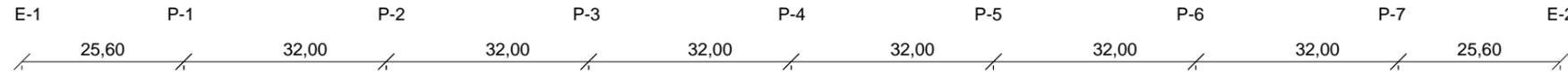
TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE PREFABRICADO DOBLE T

Nº DE PLANO
 5.3.1.3.2.
 HOJA 2 DE 2

Puente losa in situ. Vanos de 32 y 38,5 m

Escala 1:1000

Escala 1:150



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

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
 PUENTE LOSA IN SITU

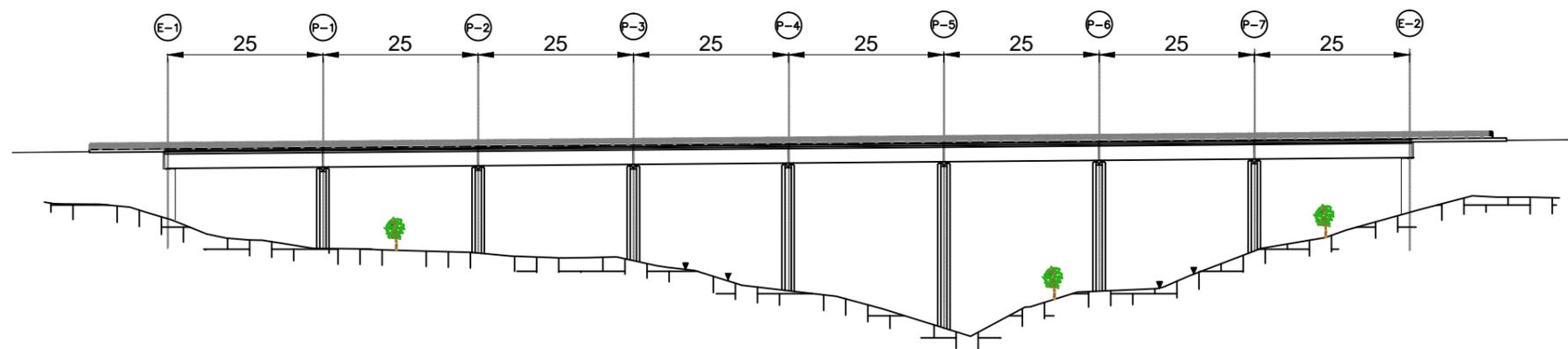
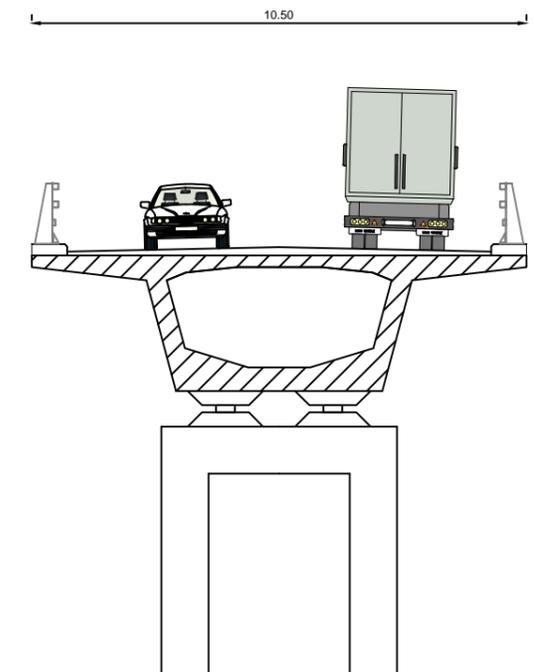
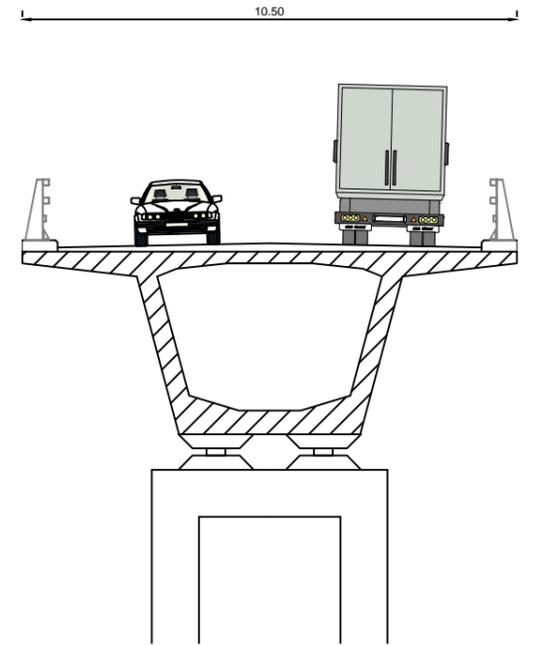
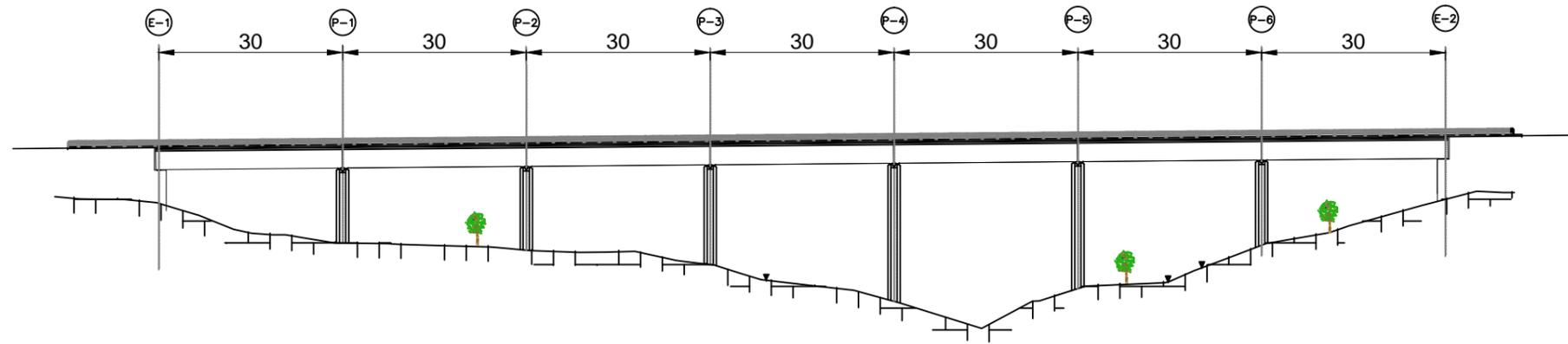
Nº DE PLANO
 5.3.1.4.1

HOJA 1 DE 1

Puente cajón prefabricado. Vanos de 30 y 25 m

Escala 1:1000

Escala 1:150



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

FECHA
 JUNIO 2016

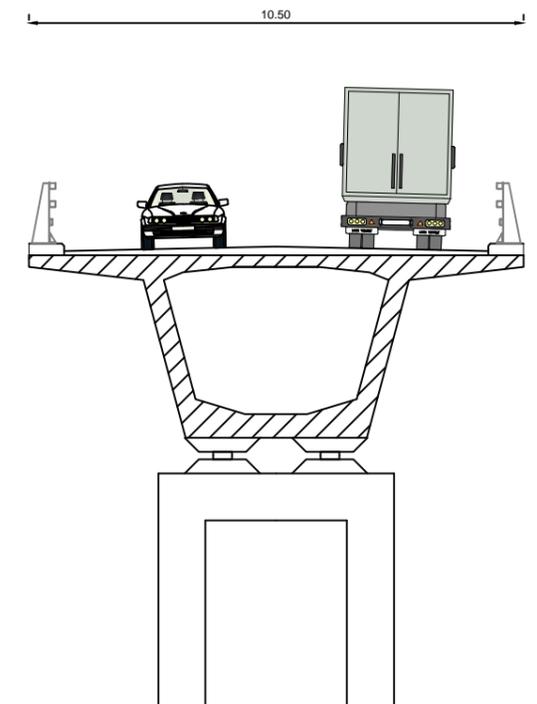
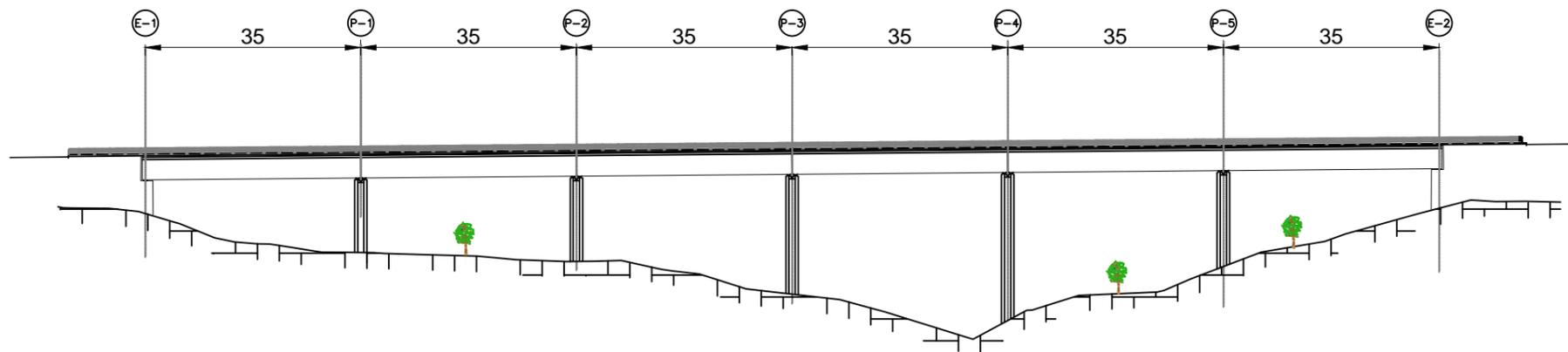
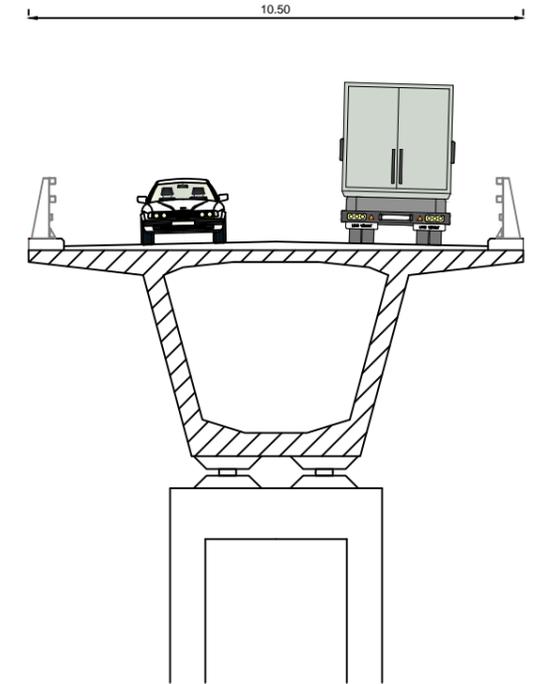
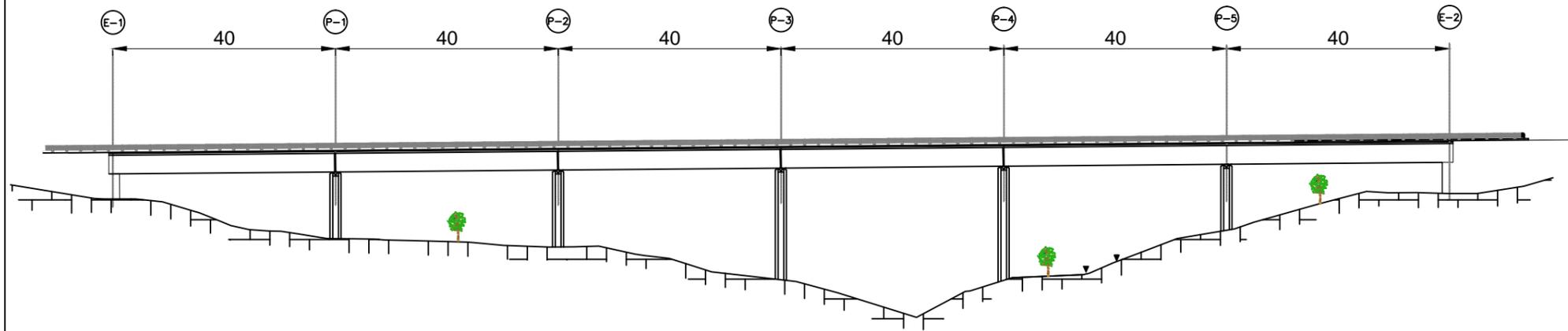
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 VARIAS

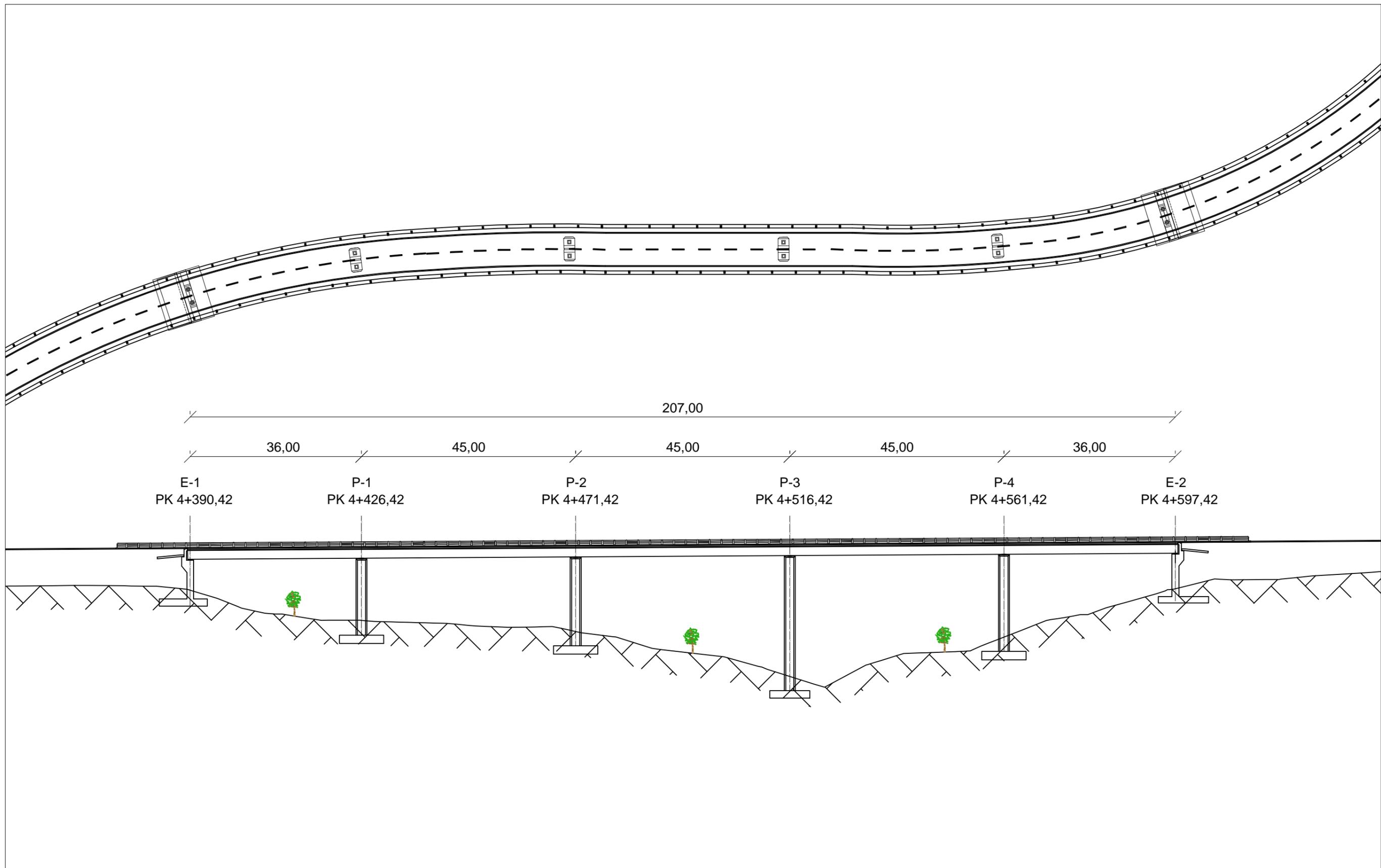
TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE CAJÓN PREFABRICADO

Nº DE PLANO
 5.3.1.5.1.
 HOJA 1 DE 2

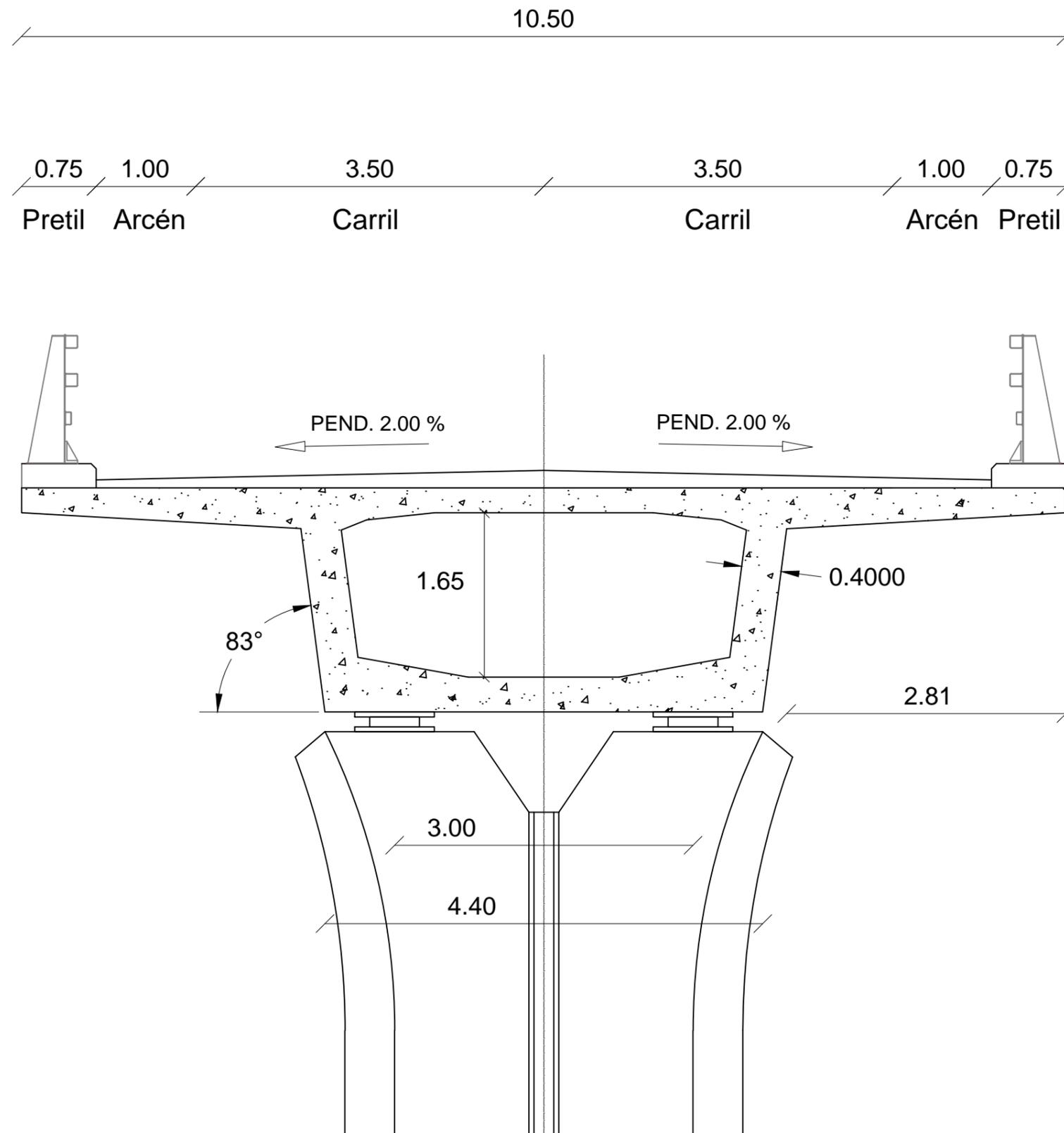
Puente cajón prefabricado. Vanos de 40 y 35 m
 Escala 1:1000
 Escala 1:150

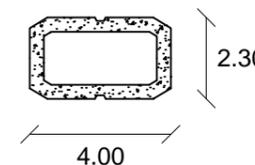
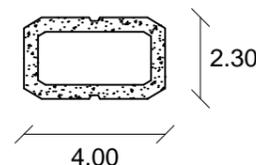
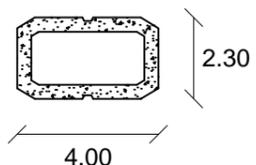
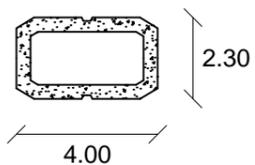
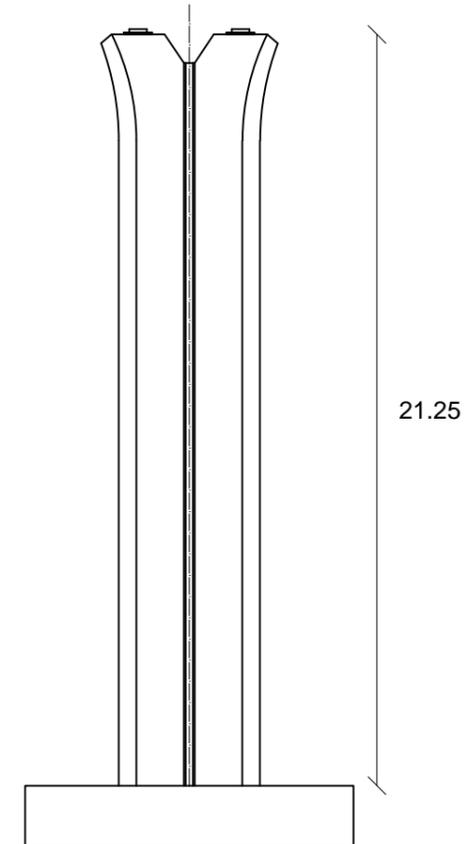
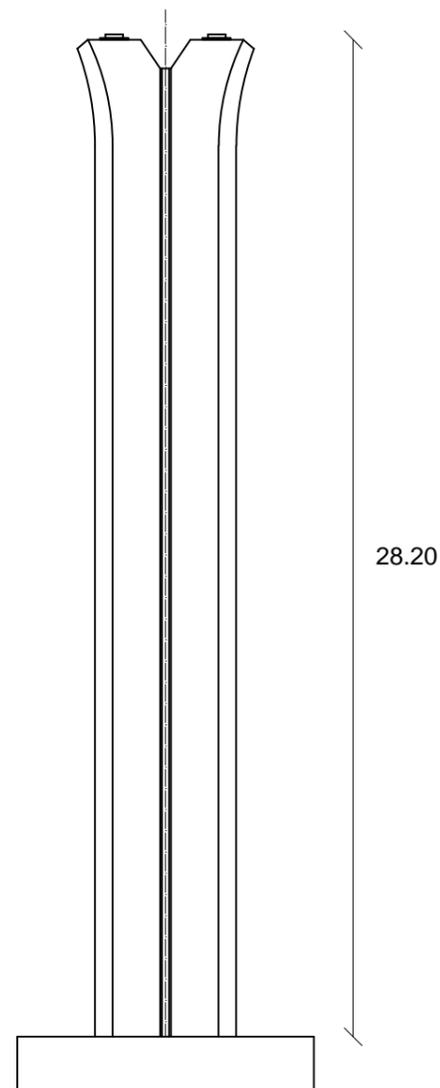
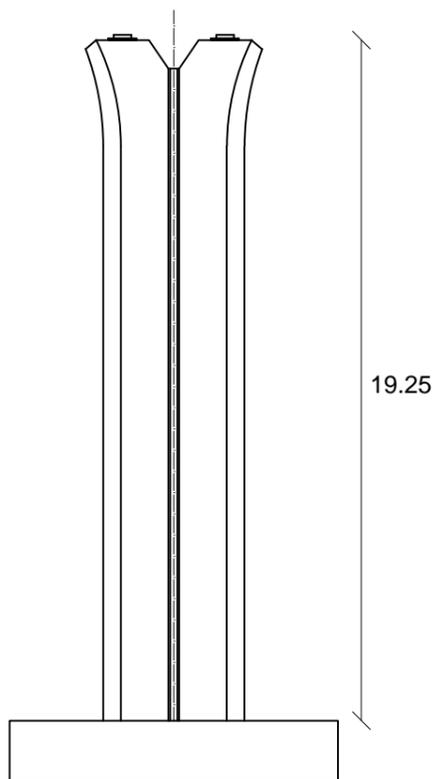
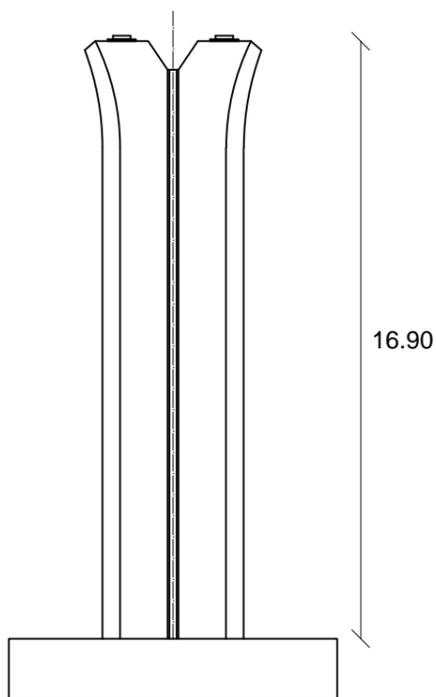
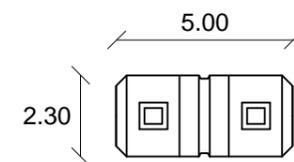
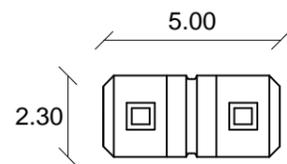
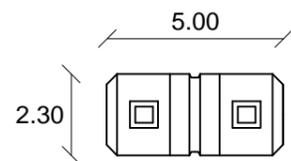
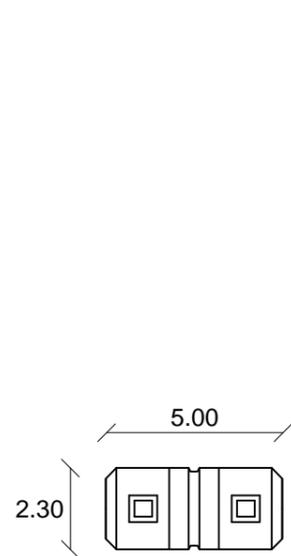


	UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	AUTOR DEL PROYECTO SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS	FECHA JUNIO 2016	TÍTULO DEL PROYECTO ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR	ESCALA: VARIAS	TÍTULO DEL PLANO PUENTE CAJÓN PREFABRICADO	Nº DE PLANO 5.3.1.5.2. HOJA 2 DE 2
--	---	---	---------------------	--	-------------------	---	--



 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	 AUTOR DEL PROYECTO SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS	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 PUENTE CAJÓN IN SITU DE 45 METROS DE LUZ (ALZADO Y PLANTA)	Nº DE PLANO 5.3.2.1.1.
						HOJA 1 DE 4





UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

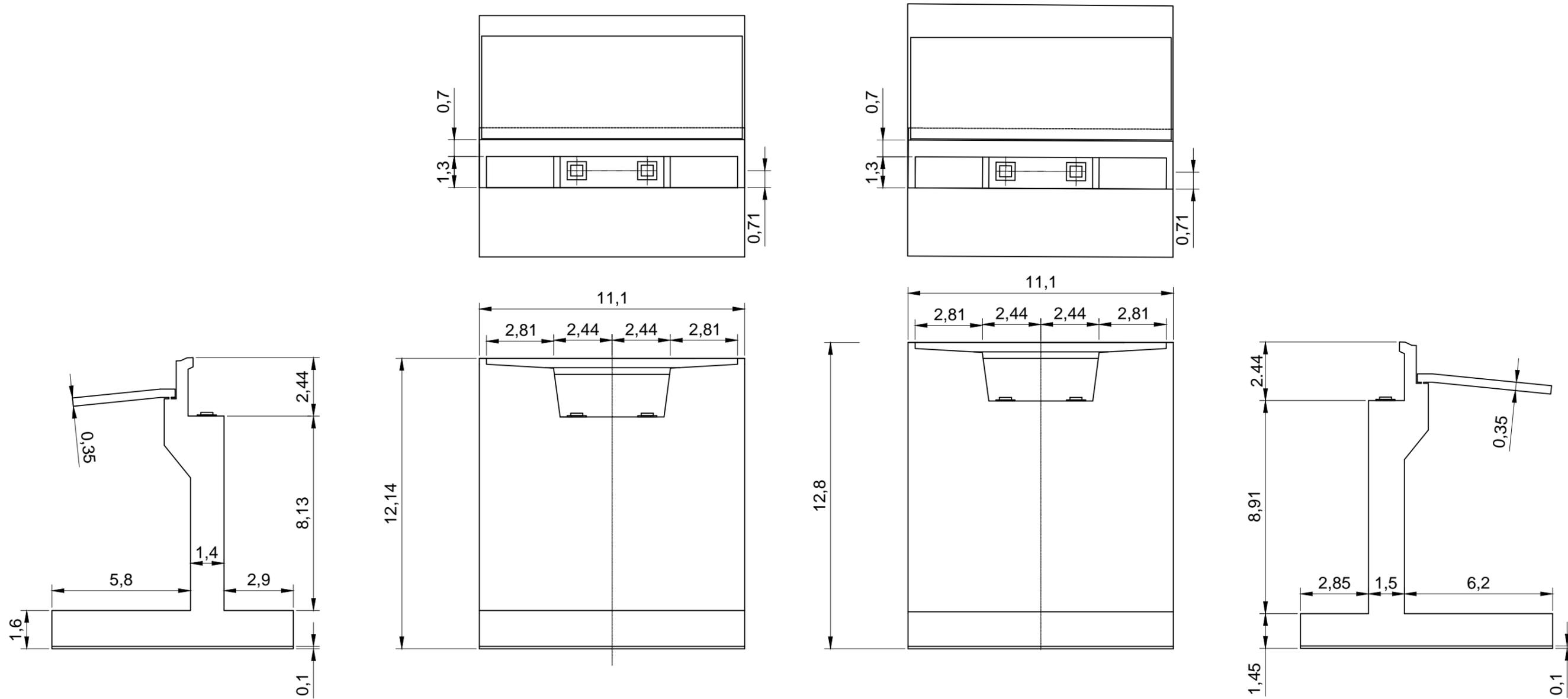
FECHA
 JUNIO 2016

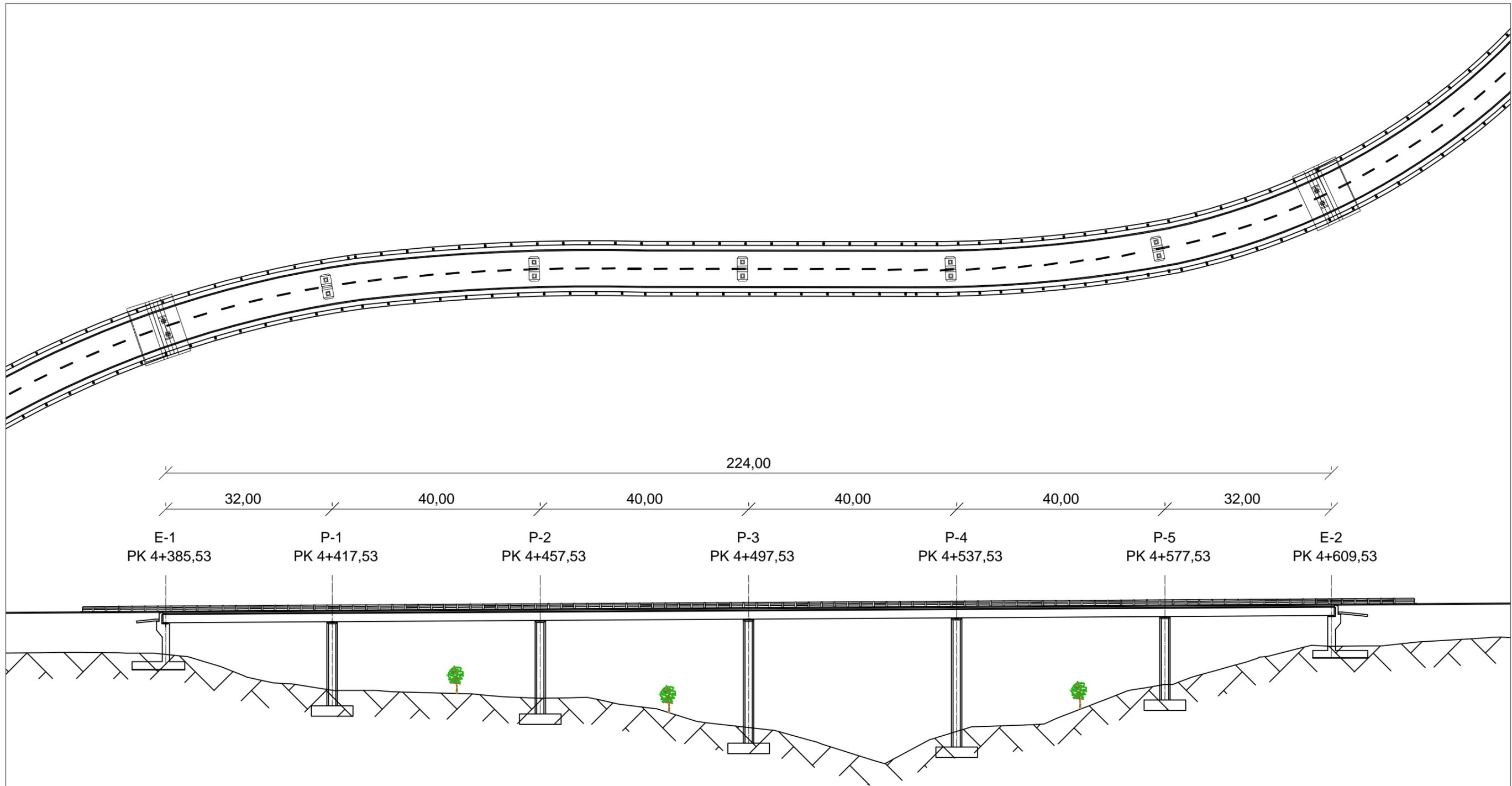
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

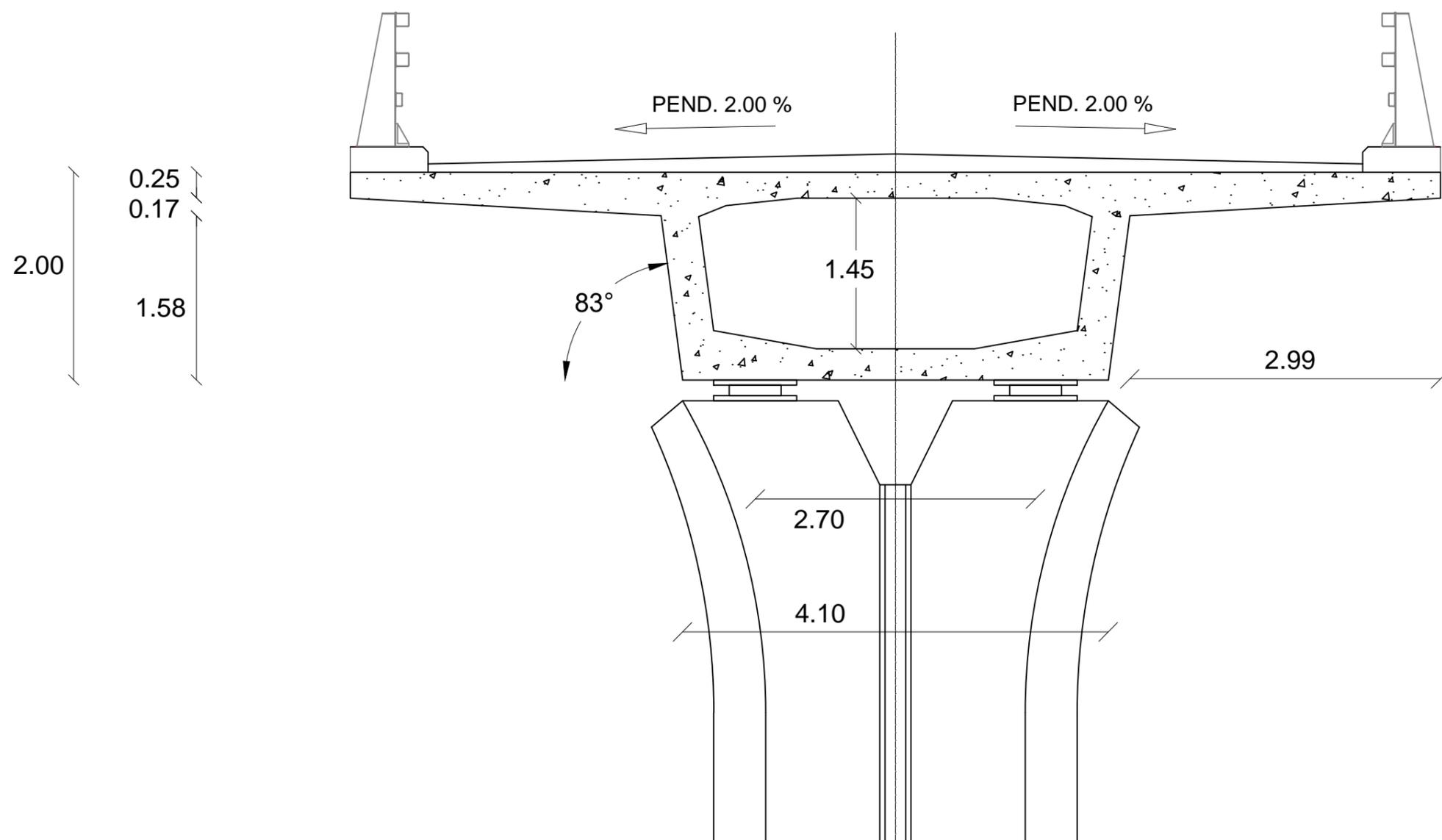
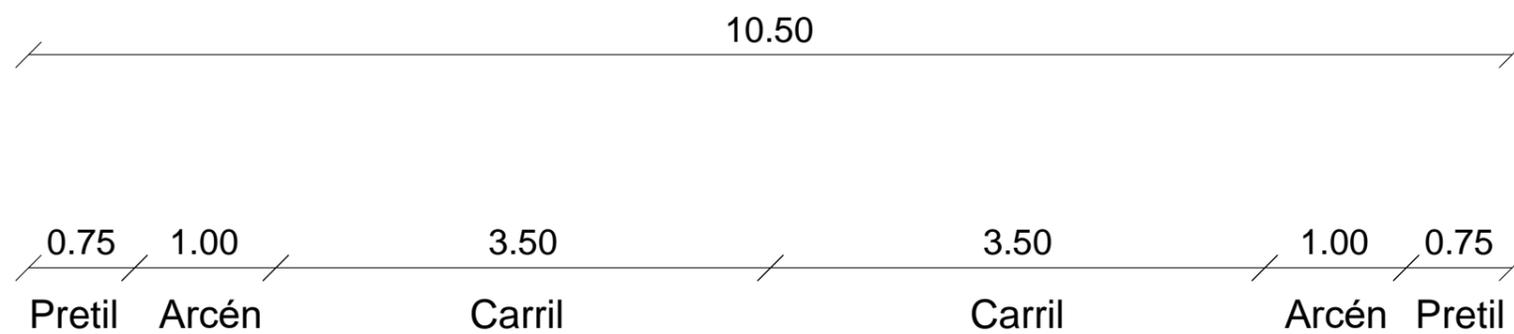
ESCALA:
 1:200

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE CAJÓN IN SITU DE 45 METROS
 DE LUZ (PILAS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.1.3.
 HOJA 3 DE 4







UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

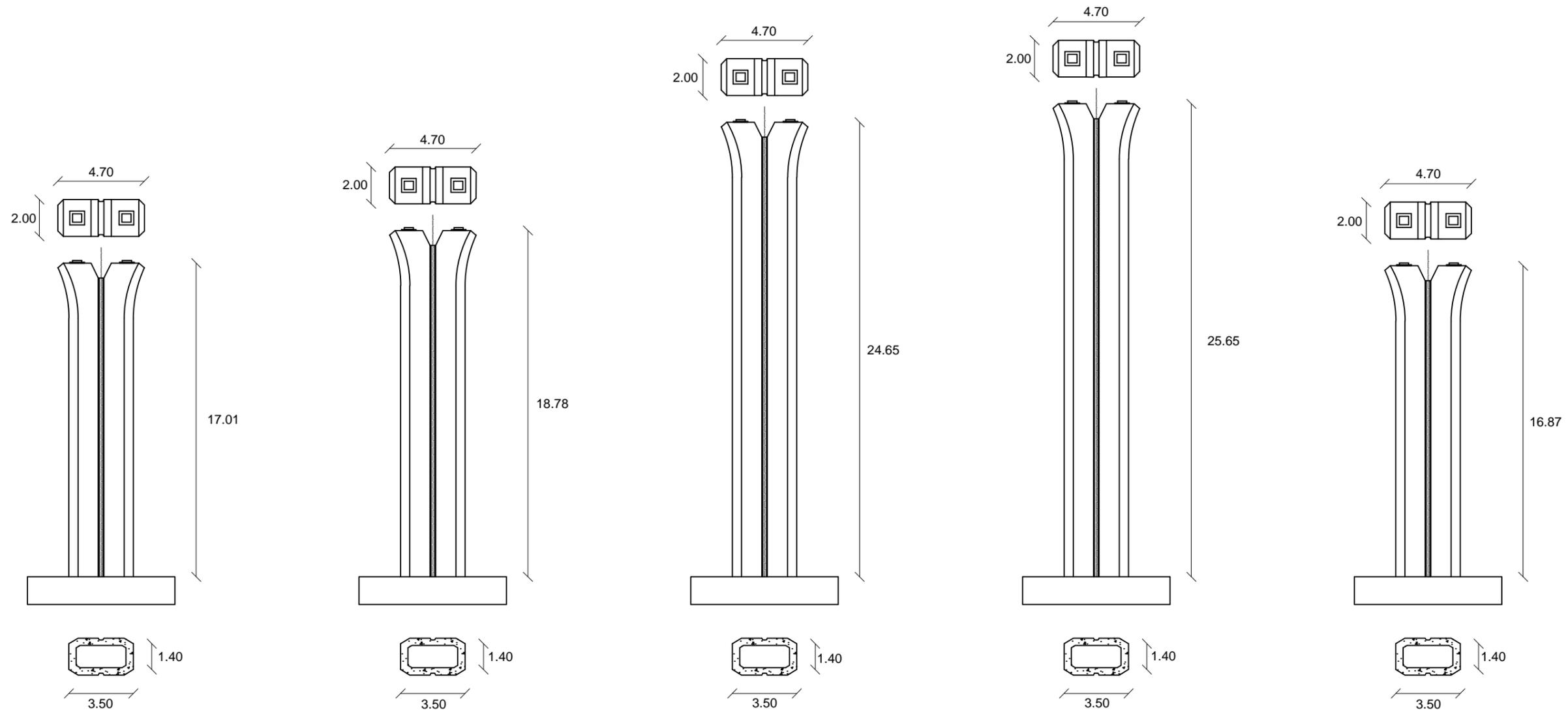
FECHA
 JUNIO 2016

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:
 1:50

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE CAJÓN IN SITU DE 40 METROS
 DE LUZ (SECCIÓN EN TABLERO)

Nº DE PLANO
 5.3.2.2.2.
 HOJA x DE y



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

FECHA
 JUNIO 2016

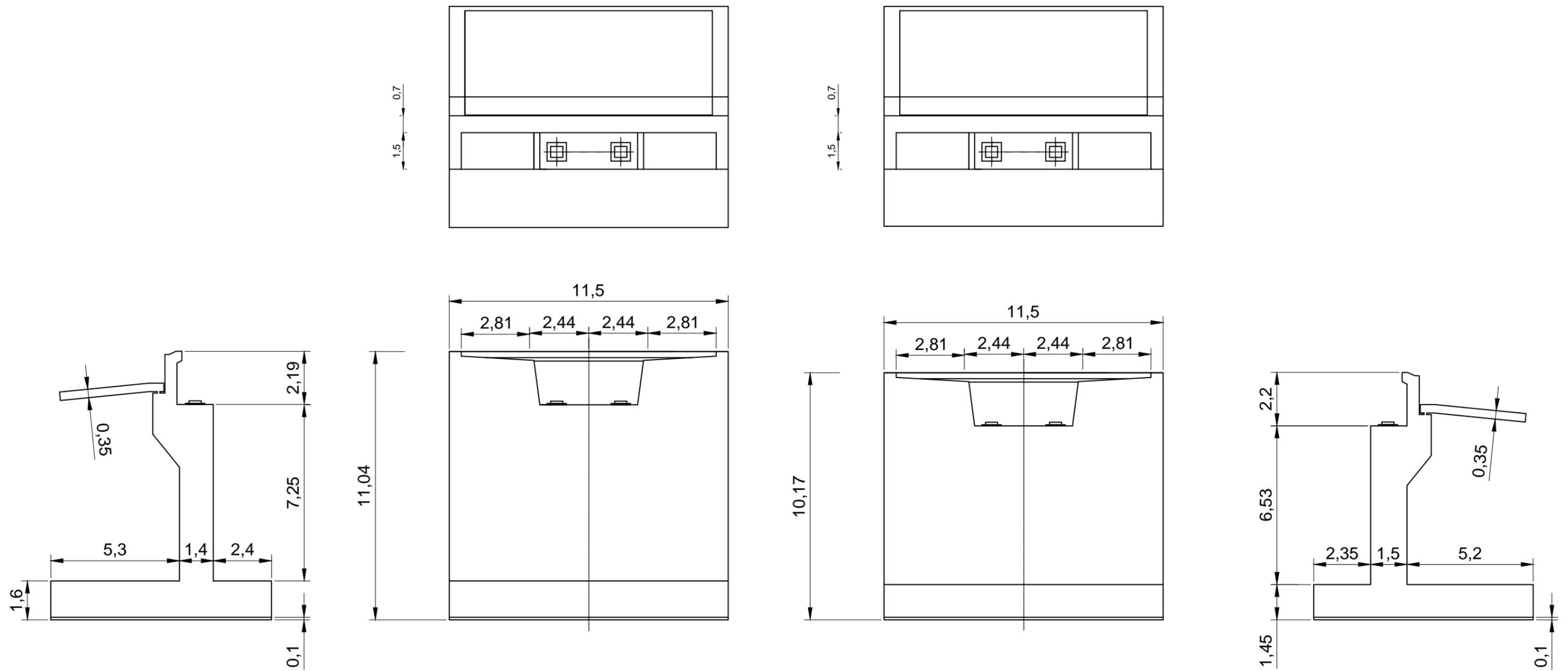
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:200

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE CAJÓN IN SITU DE 40 METROS
 DE LUZ (PILAS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.2.3.

HOJA 3 DE 4



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

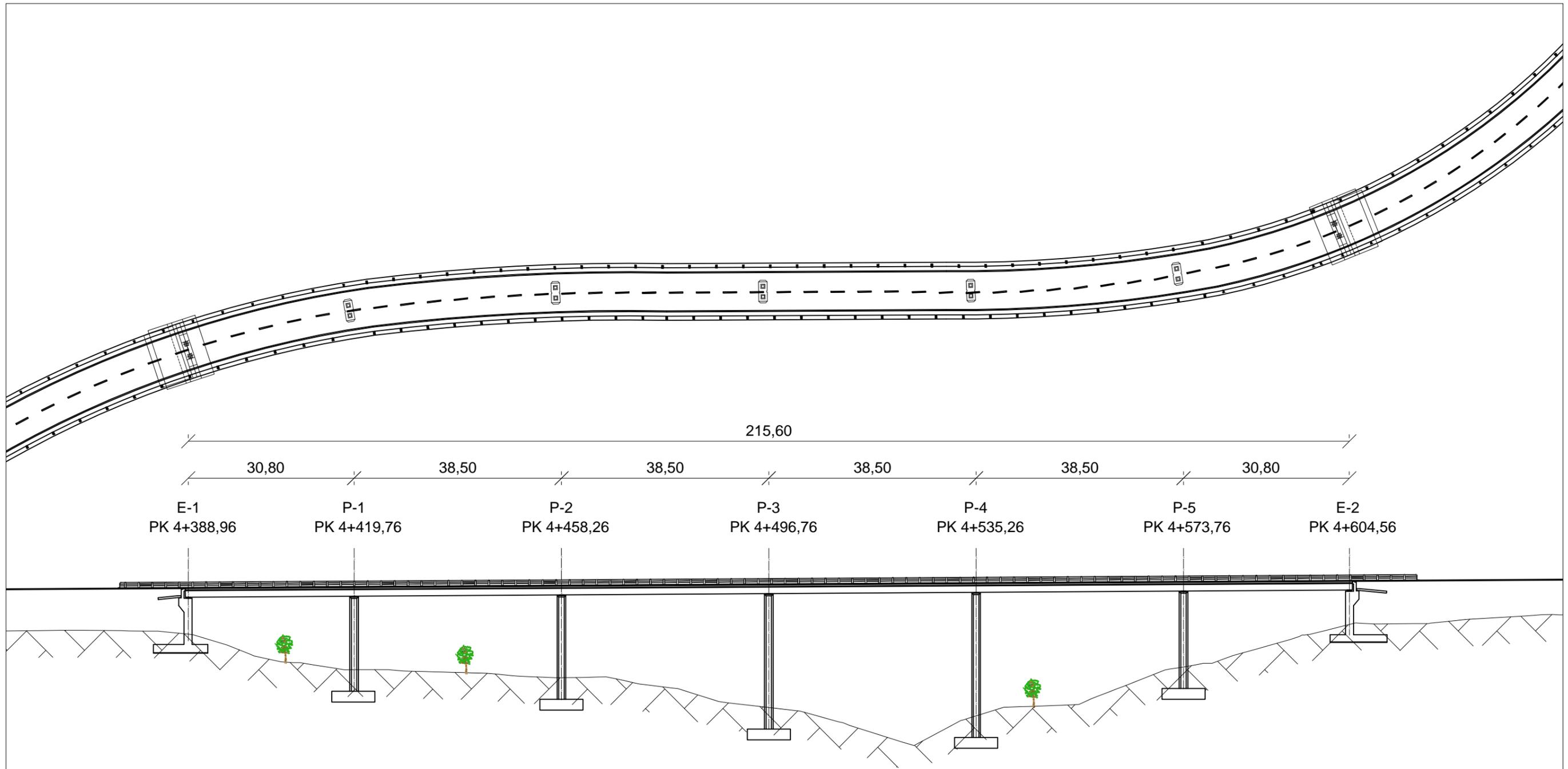
FECHA
 JUNIO 2016

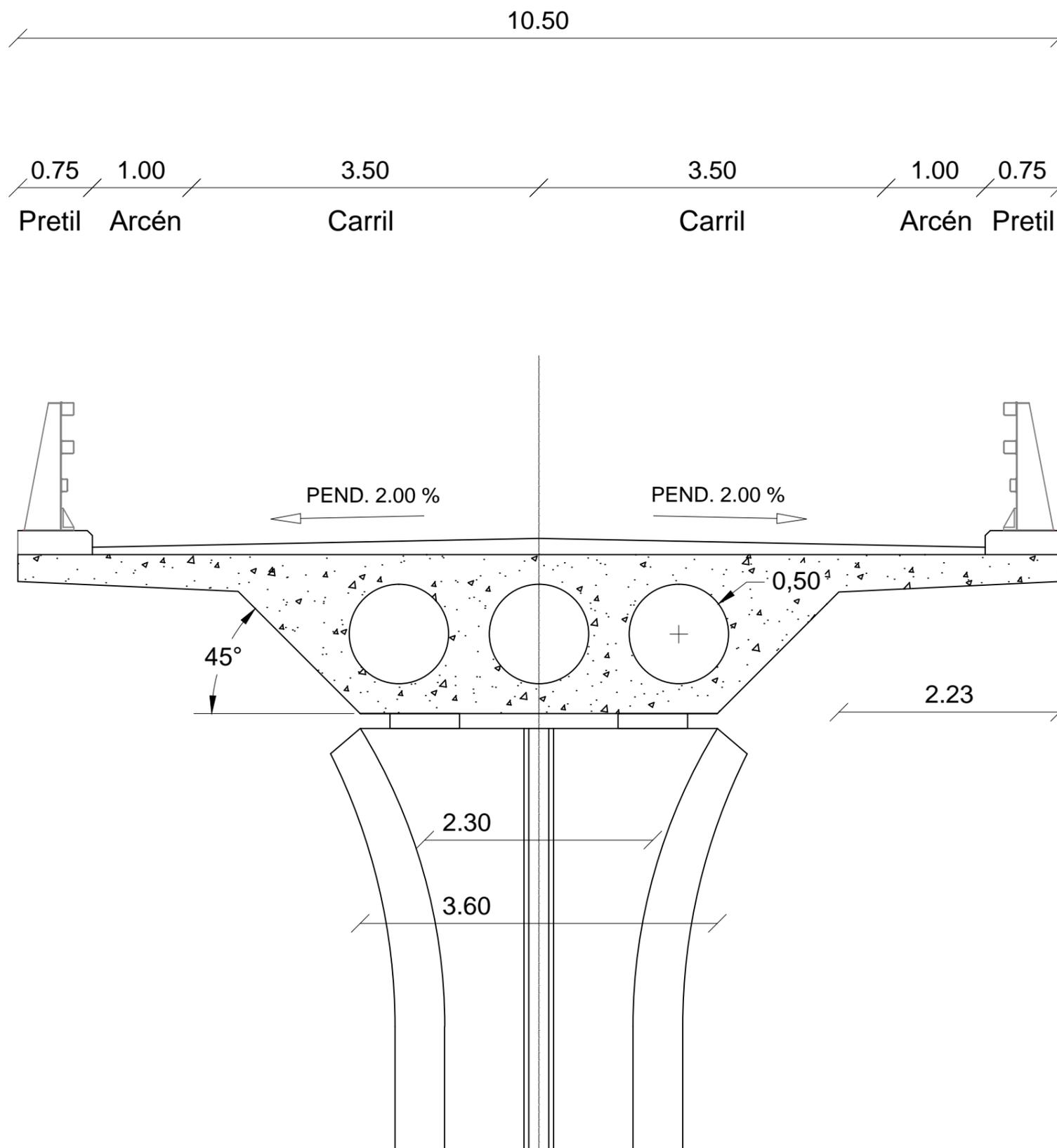
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:175

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE CAJÓN IN SITU DE 40 METROS
 DE LUZ (ESTRIBOS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.2.4.
 HOJA 4 DE 4





UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

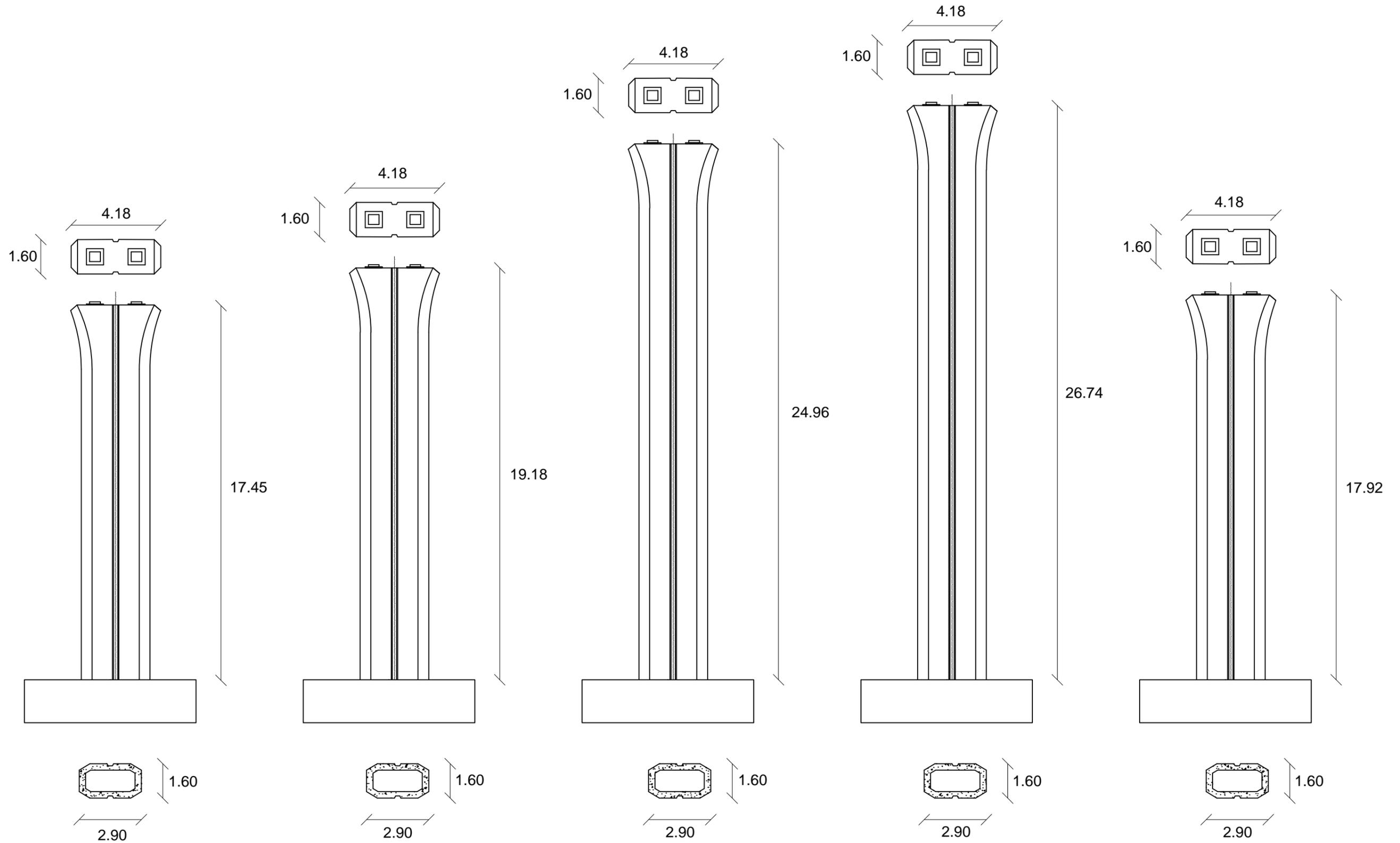
FECHA
 JUNIO 2016

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:
 1:50

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE LOSA IN SITU (SECCIÓN EN
 TABLERO)

Nº DE PLANO
 5.3.2.3.2.
 HOJA 2 DE 4



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

FECHA
 JUNIO 2016

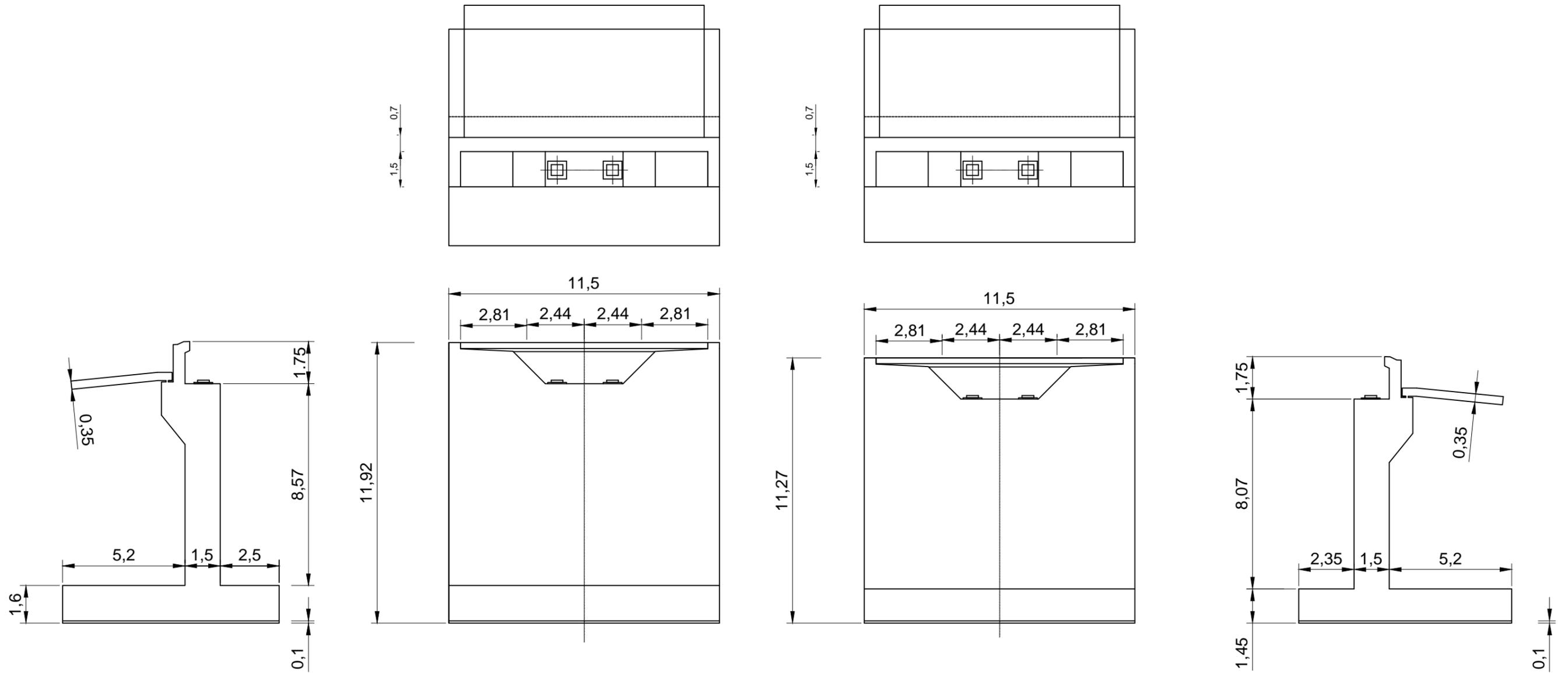
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

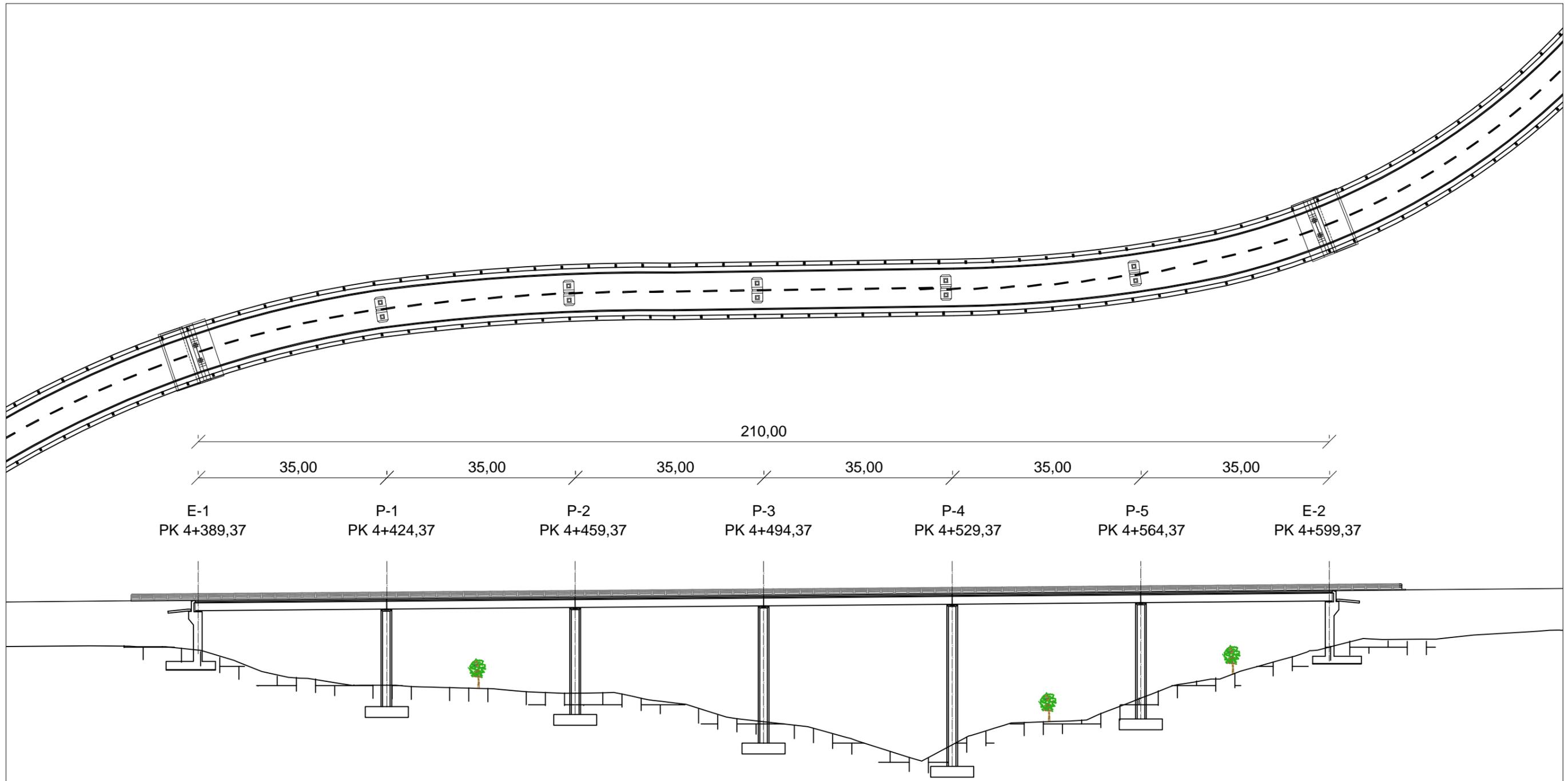
ESCALA:
 1:175

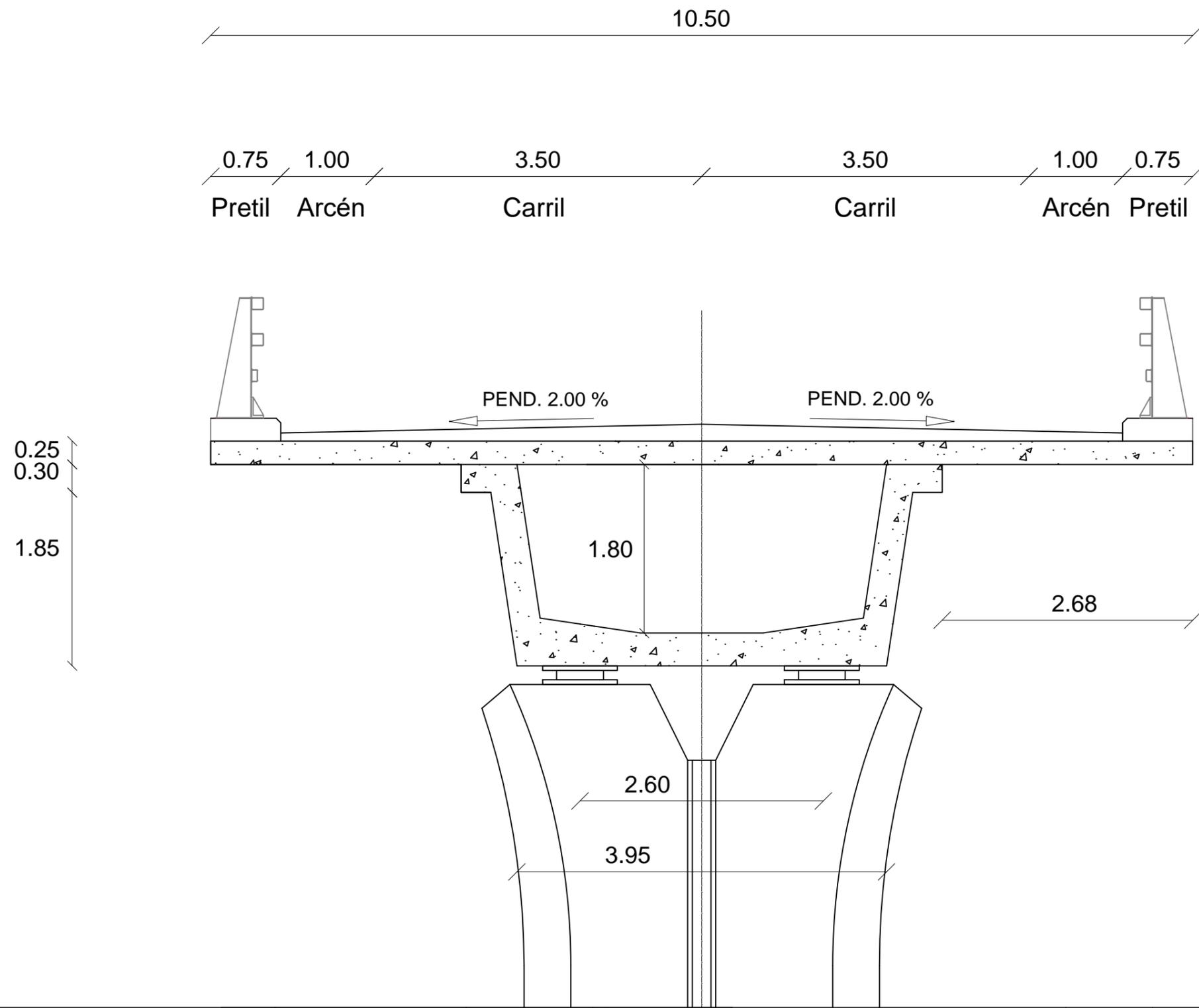
TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE LOSA IN SITU (PILAS)

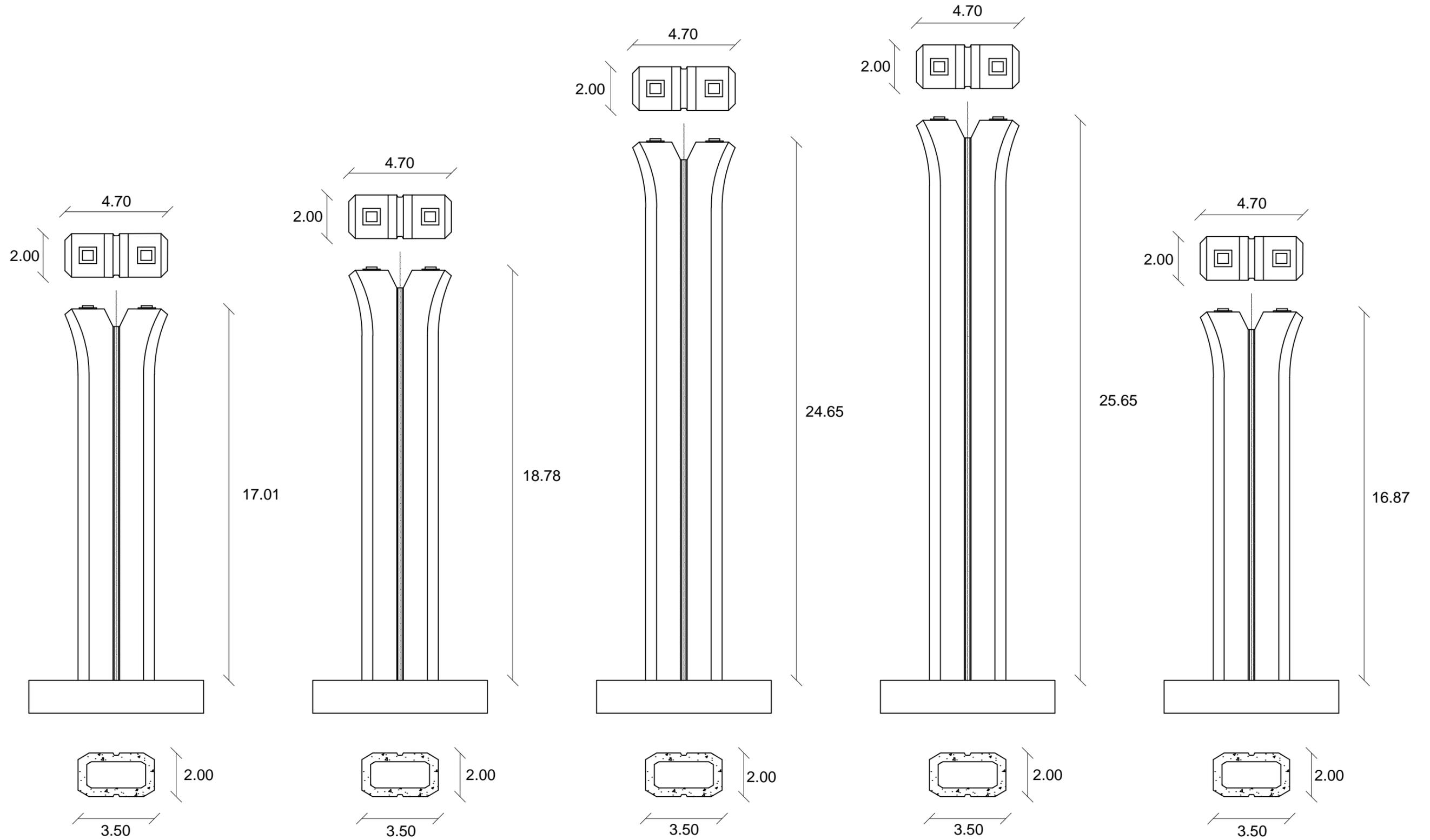
Nº DE PLANO
 5.3.2.3.3.

HOJA 3 DE 4









UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

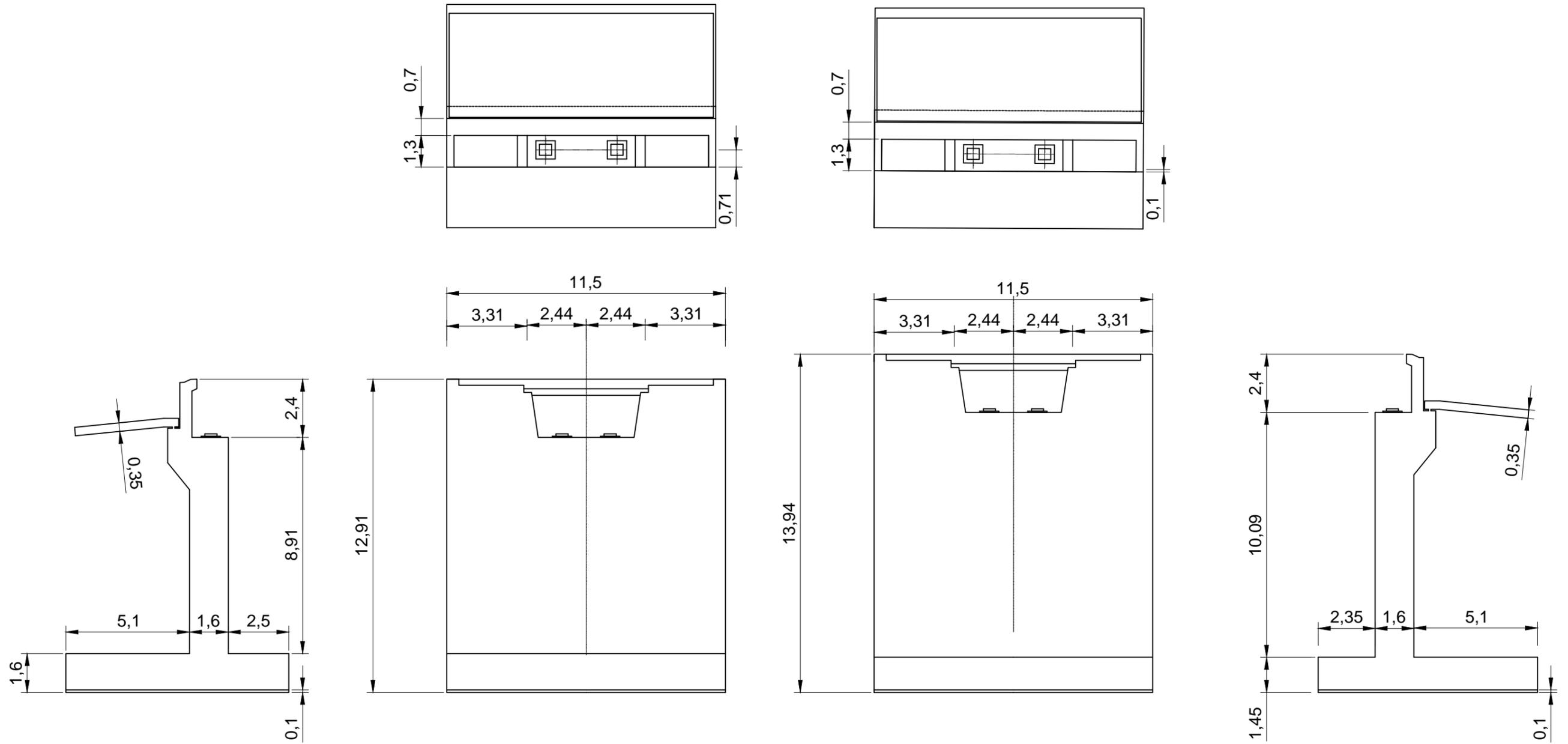
FECHA
 JUNIO 2016

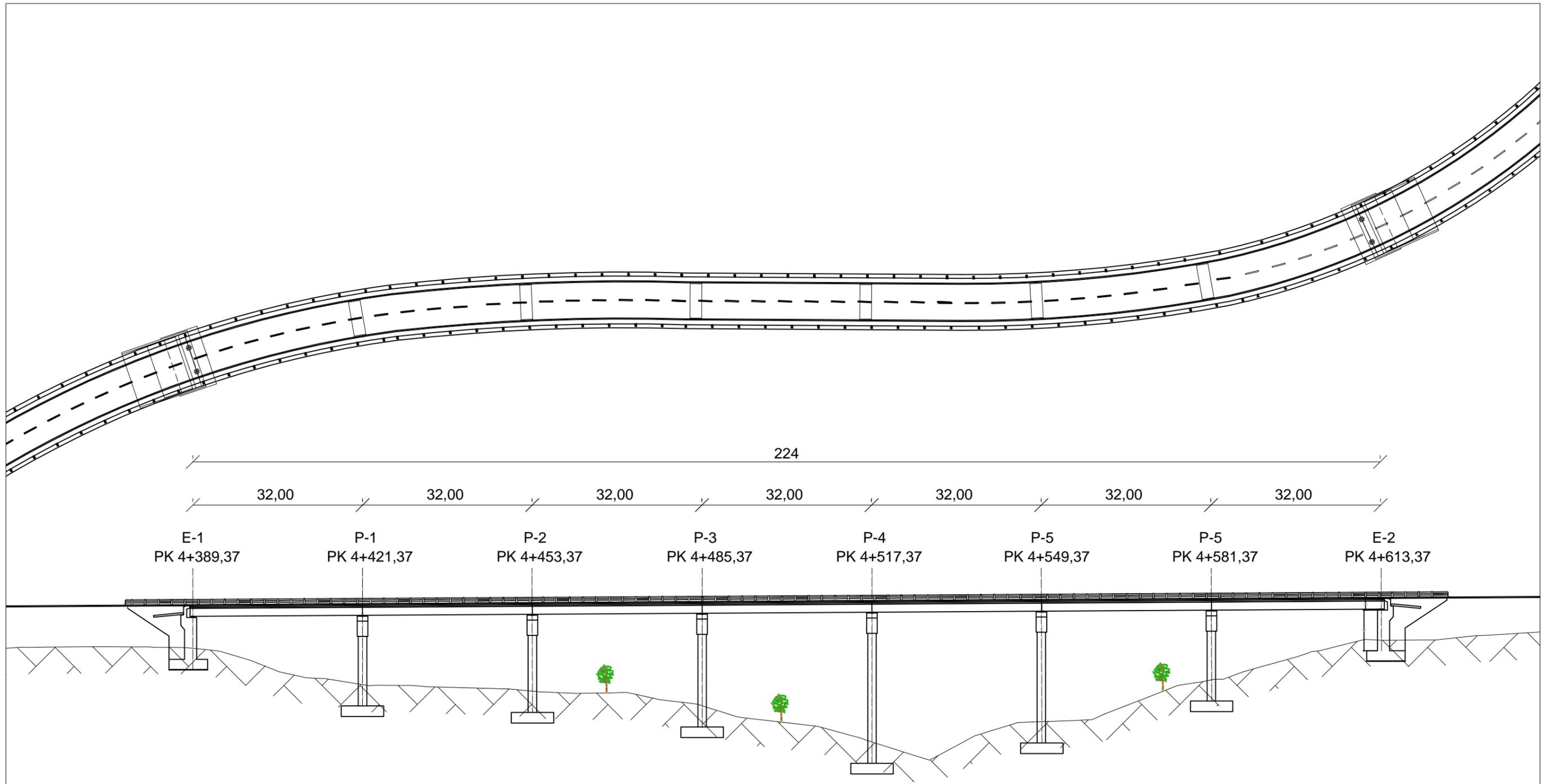
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

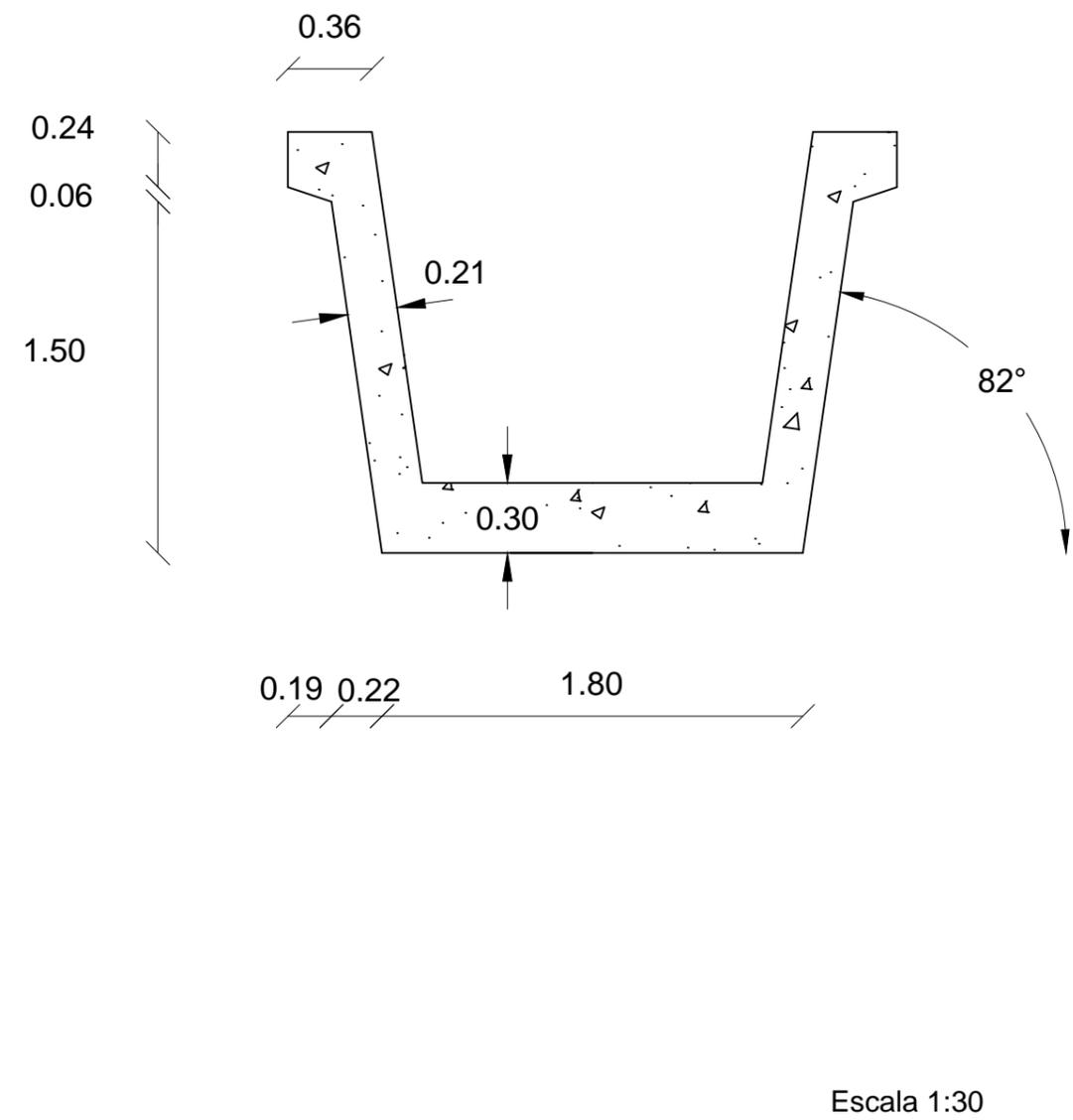
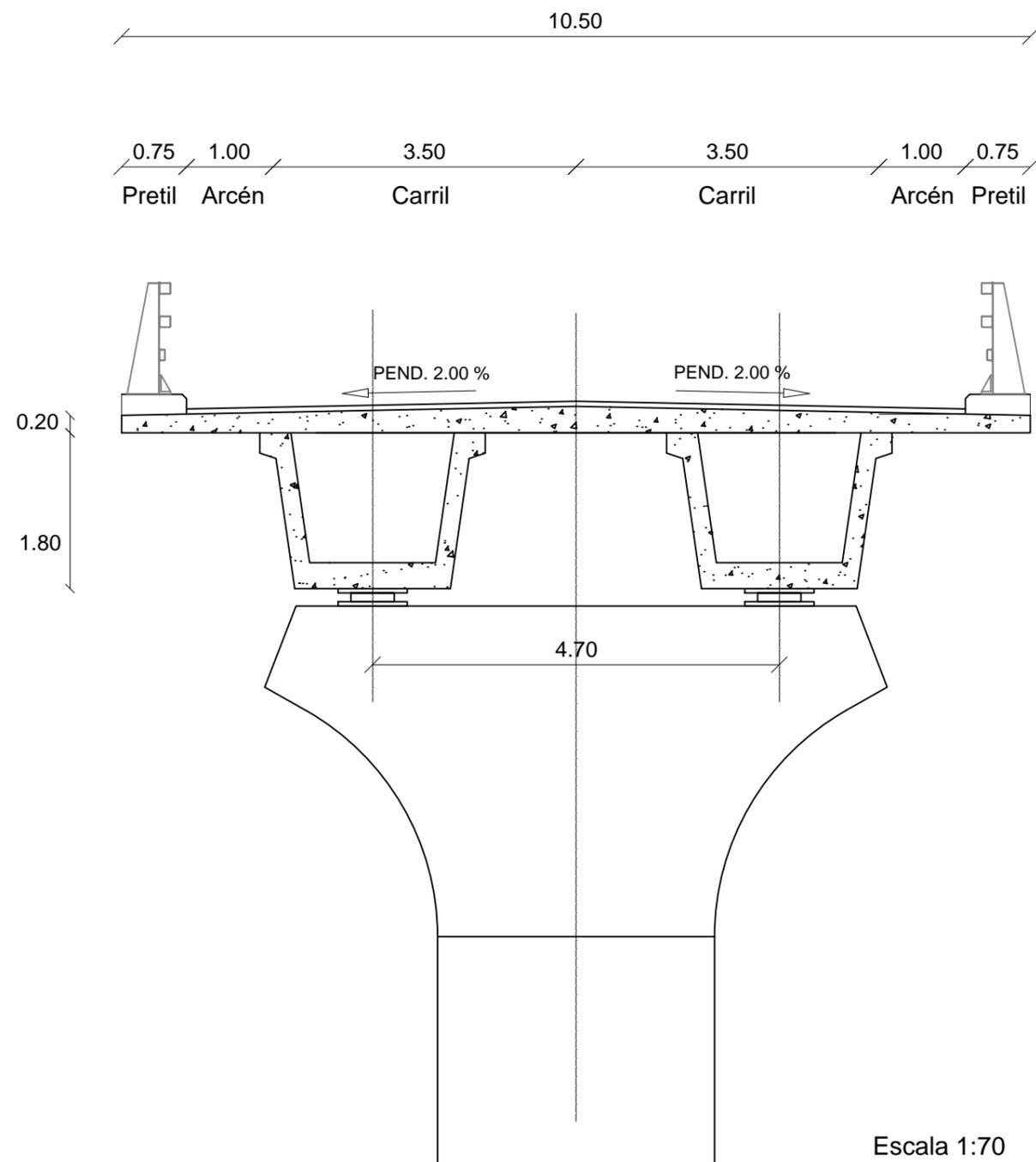
ESCALA:
 1:175

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE CAJÓN PREFABRICADO (PILAS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.4.3.
 HOJA 3 DE 4







UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

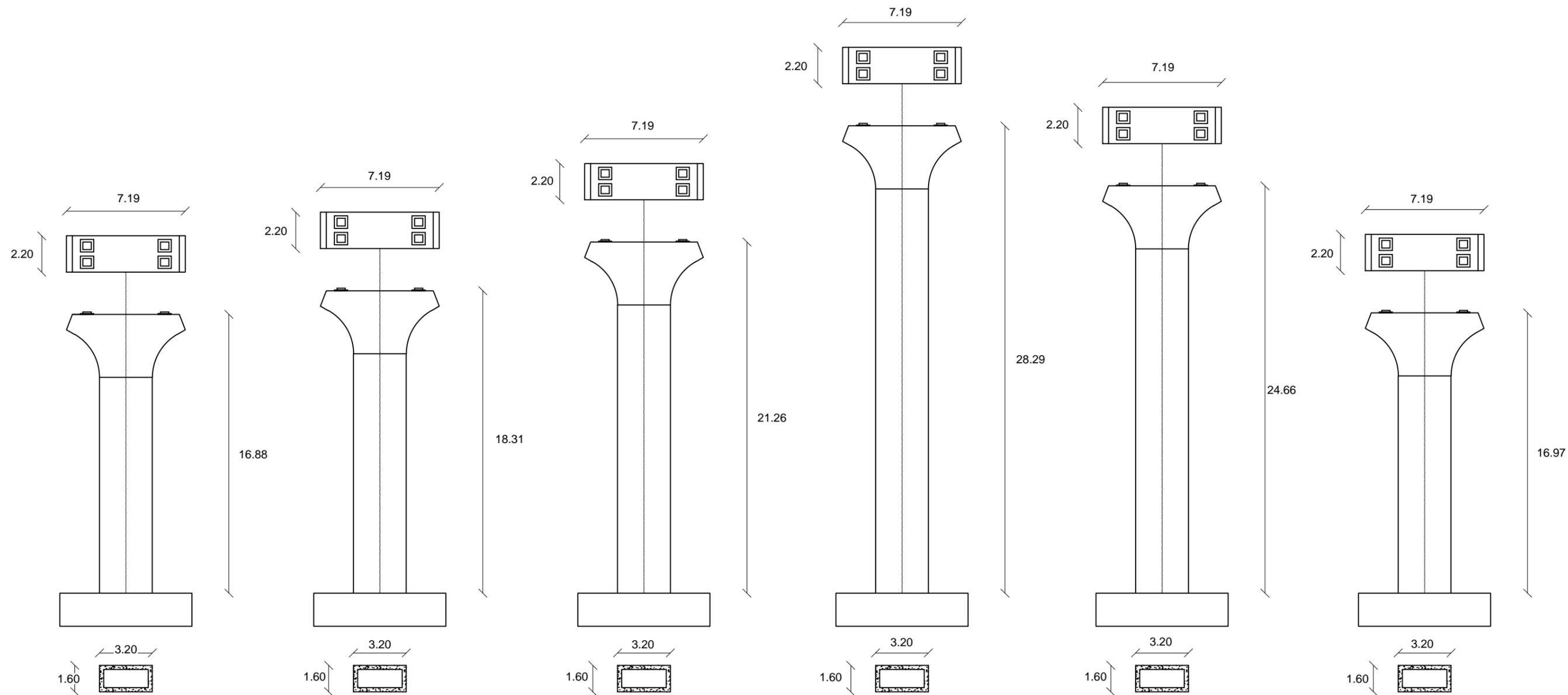
FECHA
JUNIO 2016

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
PUENTE PREFABRICADO ARTESA (SECCIÓN
EN TABLERO)

Nº DE PLANO
5.3.2.5.2.
HOJA 2 DE 4



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

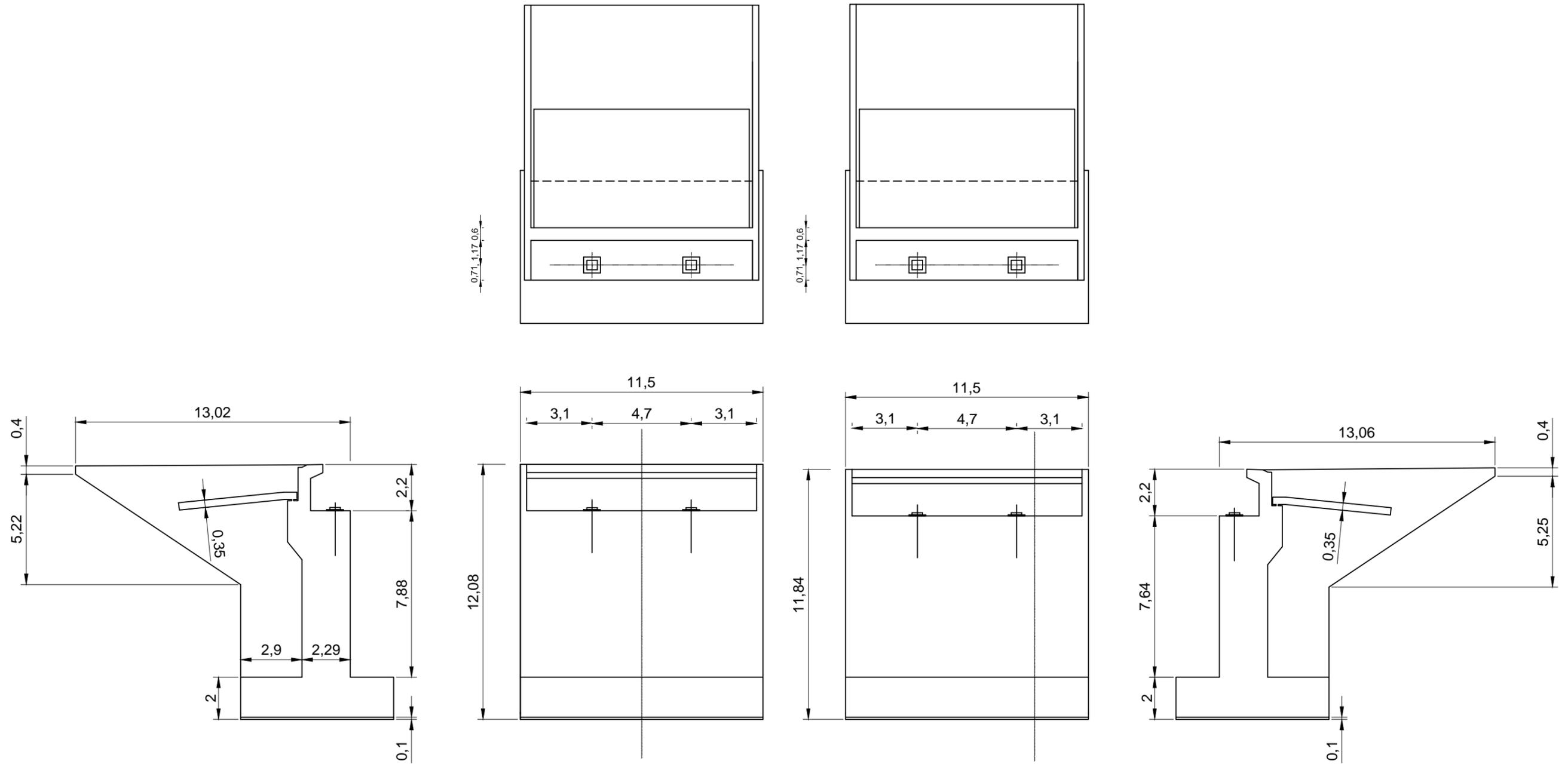
FECHA
 JUNIO 2016

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:
 1:250

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE PREFABRICADO ARTESA (PILAS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.5.3.
 HOJA 3 DE 3



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

FECHA
 JUNIO 2016

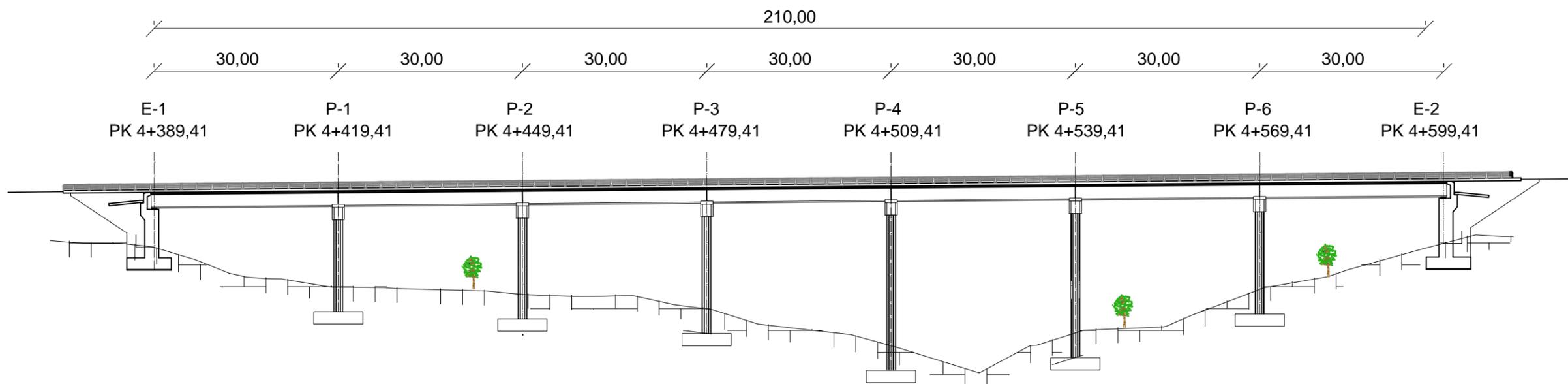
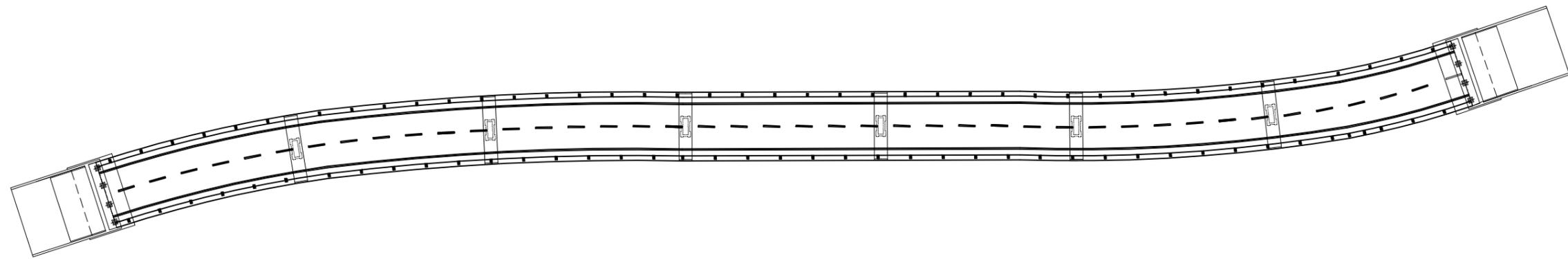
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:200

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE PREFABRICADO
 ARTESA(ESTRIBOS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.5.4.

HOJA 4 DE 4



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

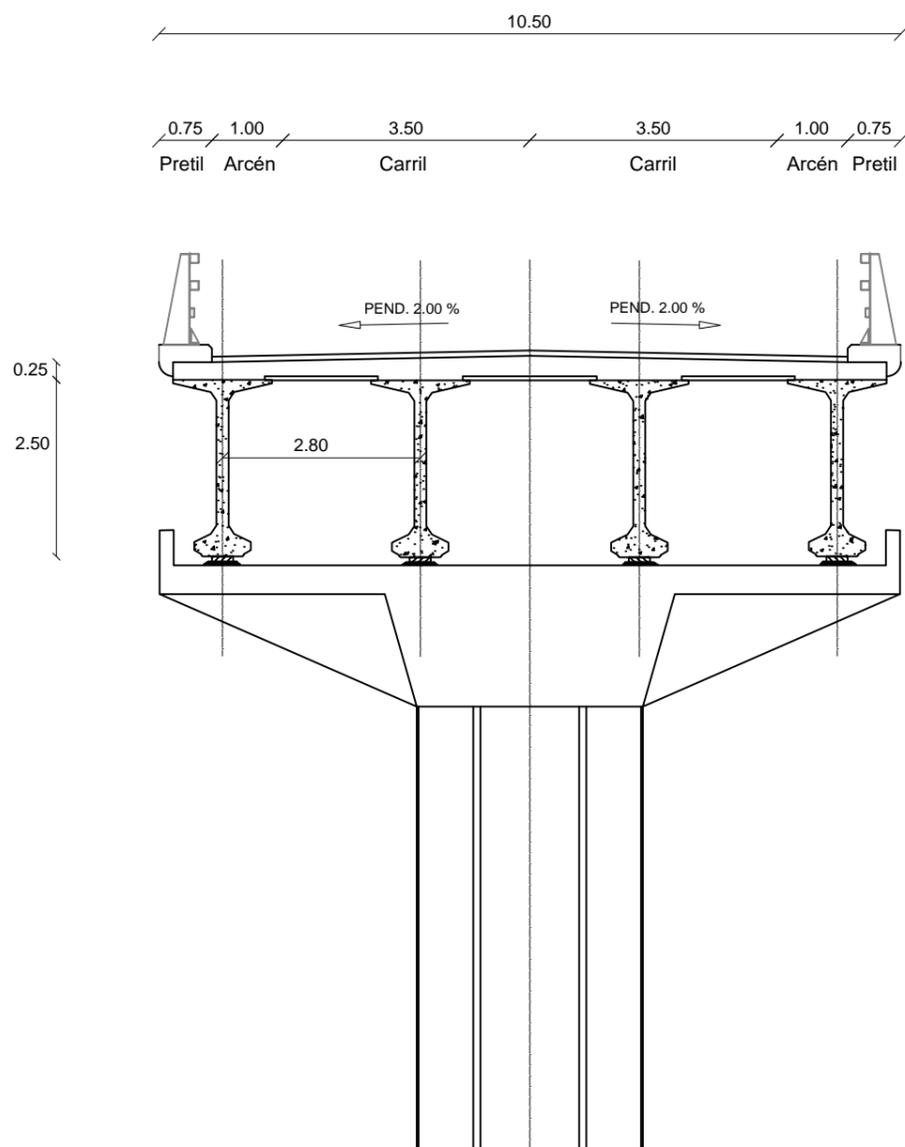
FECHA
 JUNIO 2016

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

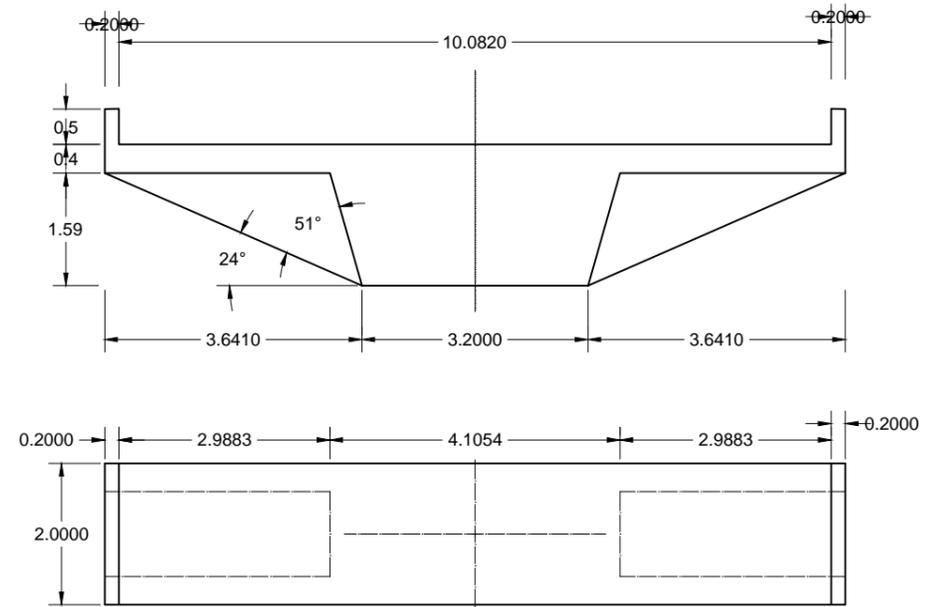
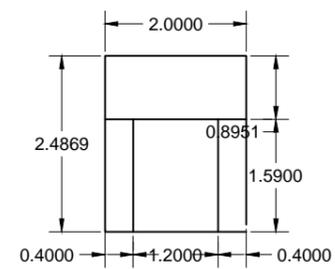
ESCALA:
 1:750

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE PREFABRICADO DOBLE T
 (ALZADO Y PLANTA)

Nº DE PLANO
 5.3.2.6.1.
 HOJA 1 DE 4



Escala 1:50



Escala 1:100



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
ESCUOLA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

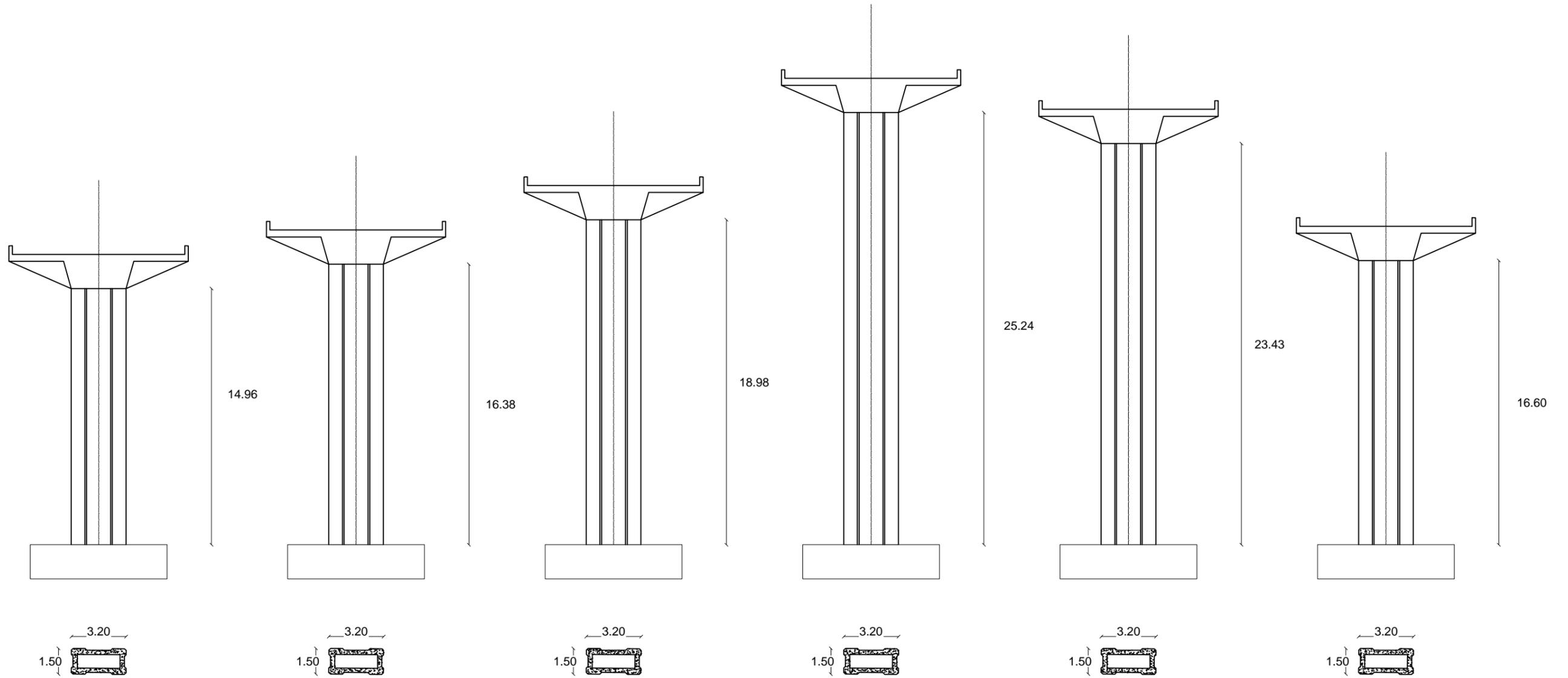
FECHA
JUNIO 2016

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:
1:50

TÍTULO DEL PLANO
PUENTE PREFABRICADO DOBLE T (SECCIÓN EN
TABLERO Y DETALLE CAPITEL)

Nº DE PLANO
5.3.2.6.2.
HOJA 2 DE 4



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

FECHA
 JUNIO 2016

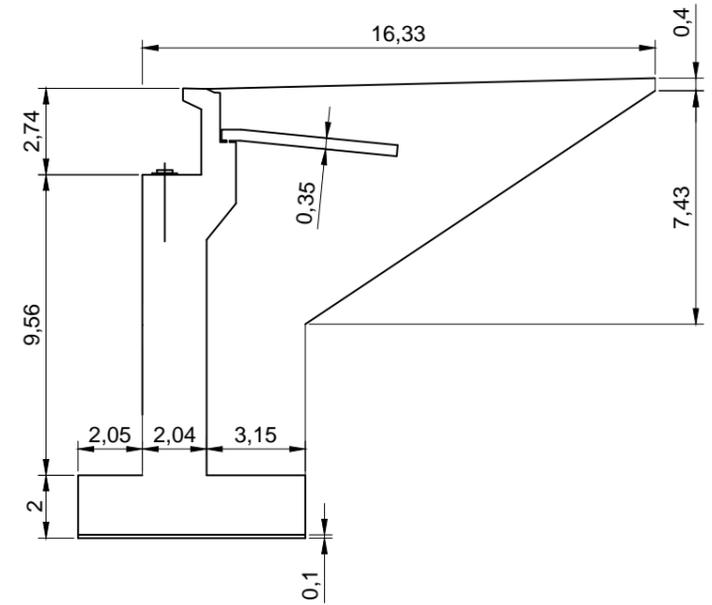
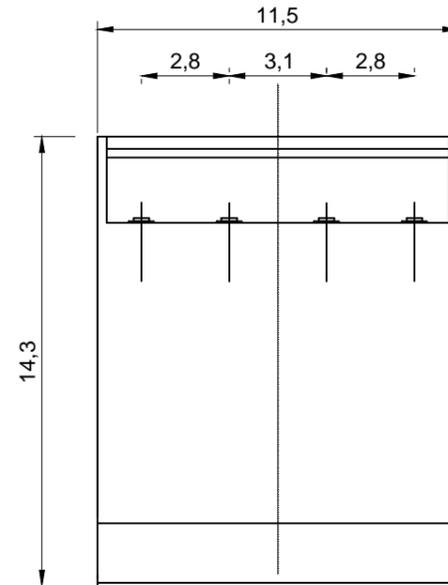
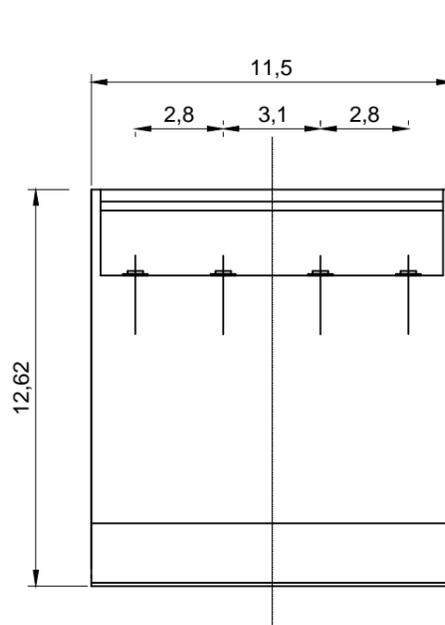
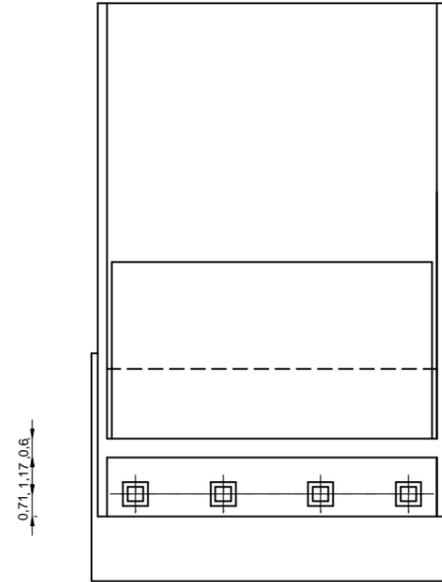
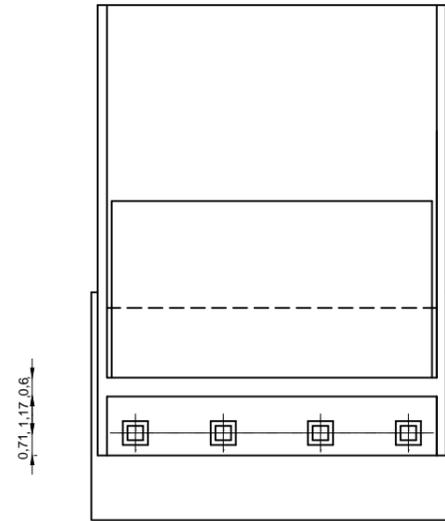
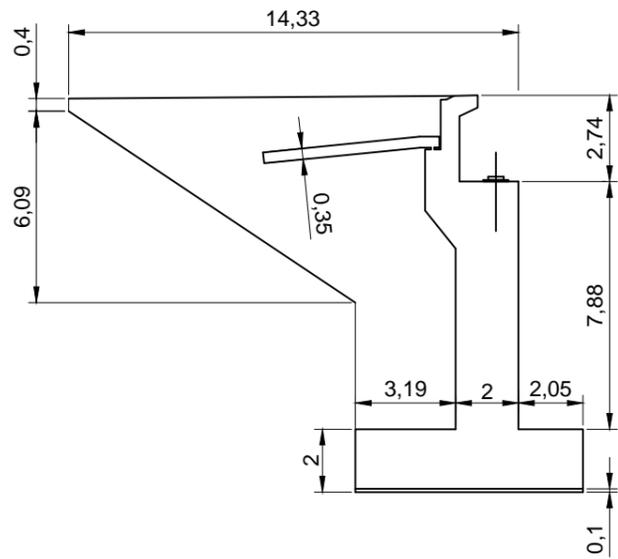
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:250

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE PREFABRICADO DOBLE T
 (PILAS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.6.3.

HOJA 3 DE 4



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

FECHA
 JUNIO 2016

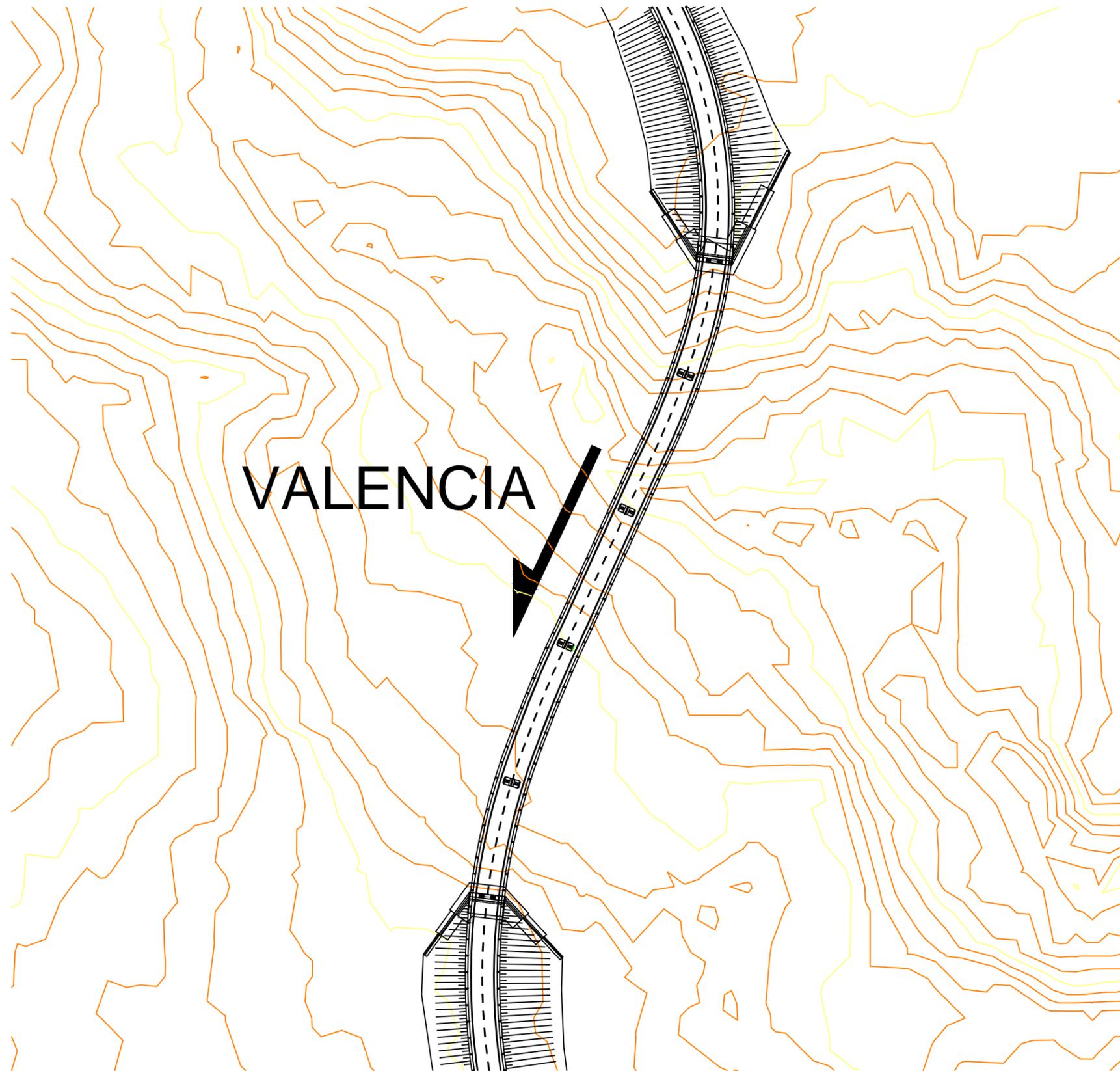
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:225

TÍTULO DEL PLANO
 PUENTE PREFABRICADO DOBLE T
 (ESTRIBOS)

Nº DE PLANO
 5.3.2.6.4.

HOJA 4 DE 4



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS

FECHA
 JUNIO 2016

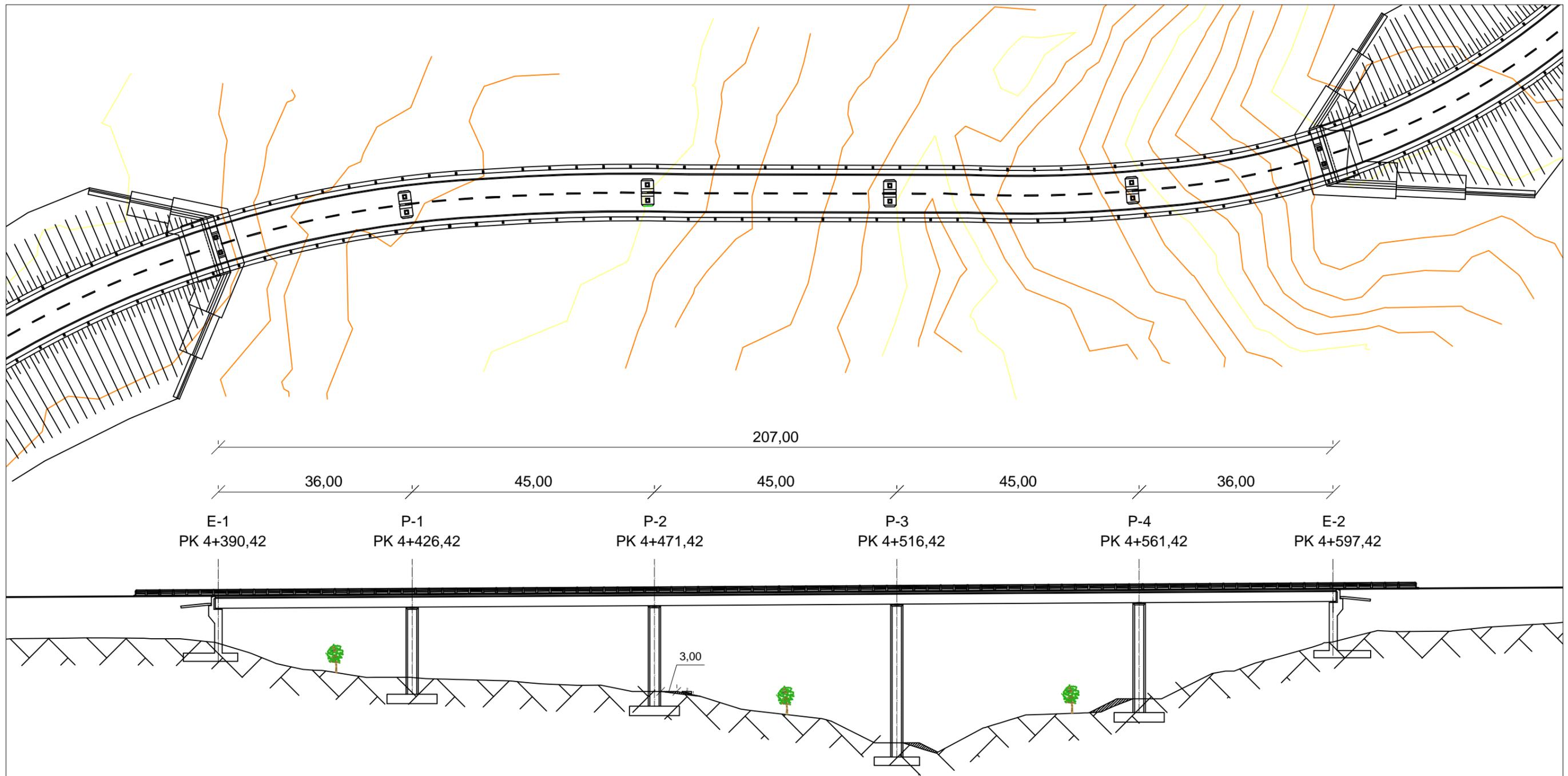
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:1400

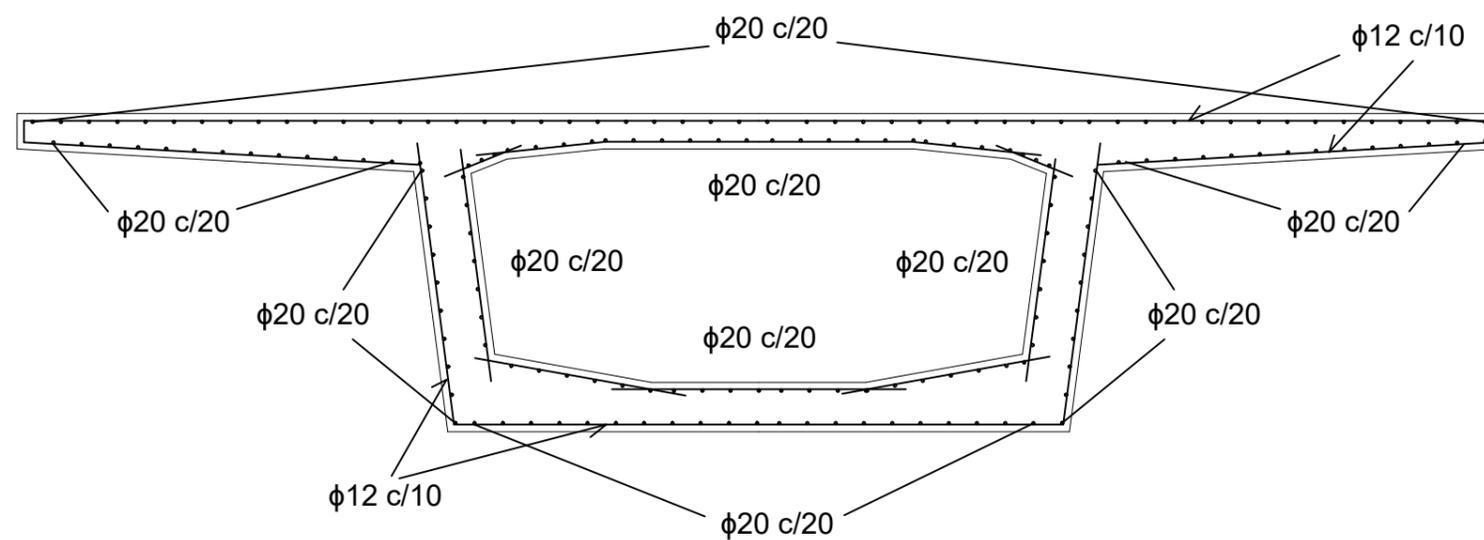
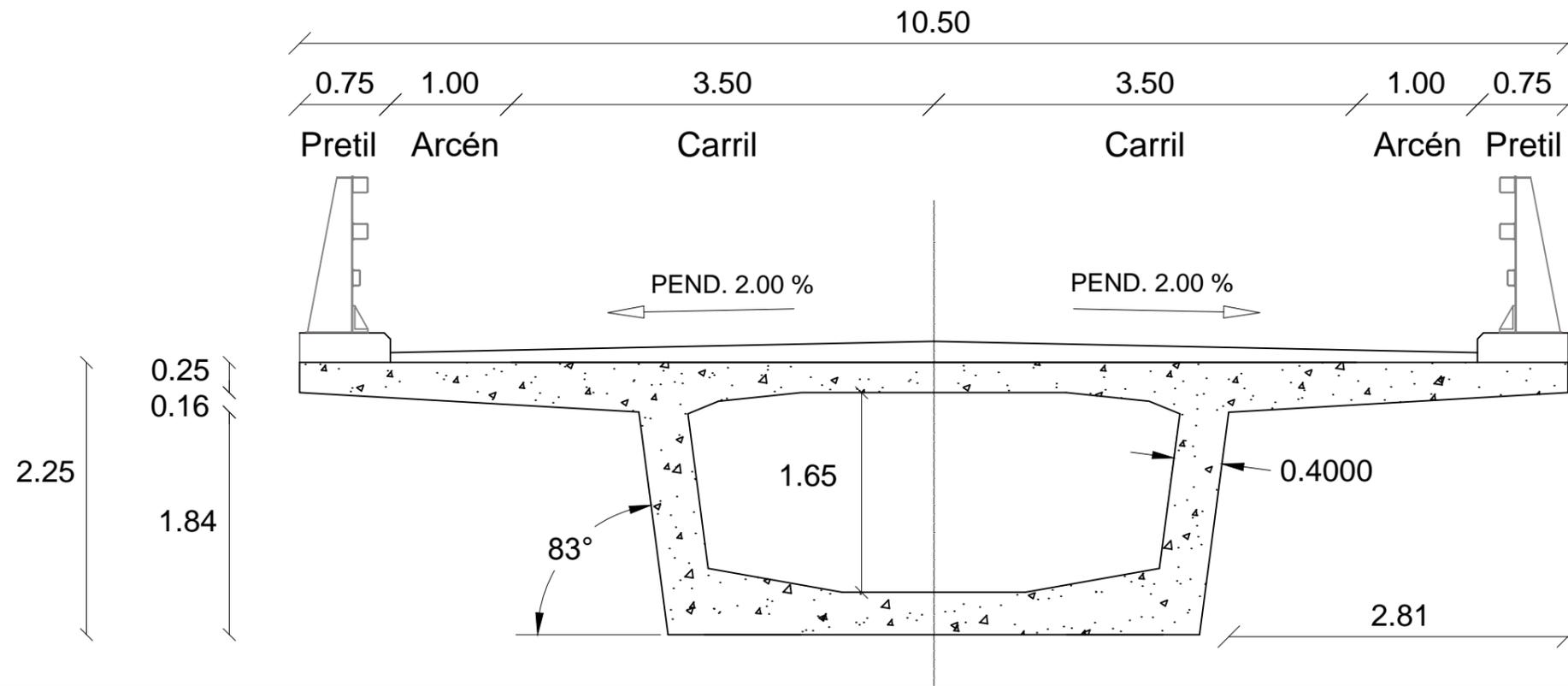
TÍTULO DEL PLANO
 EMPLAZAMIENTO

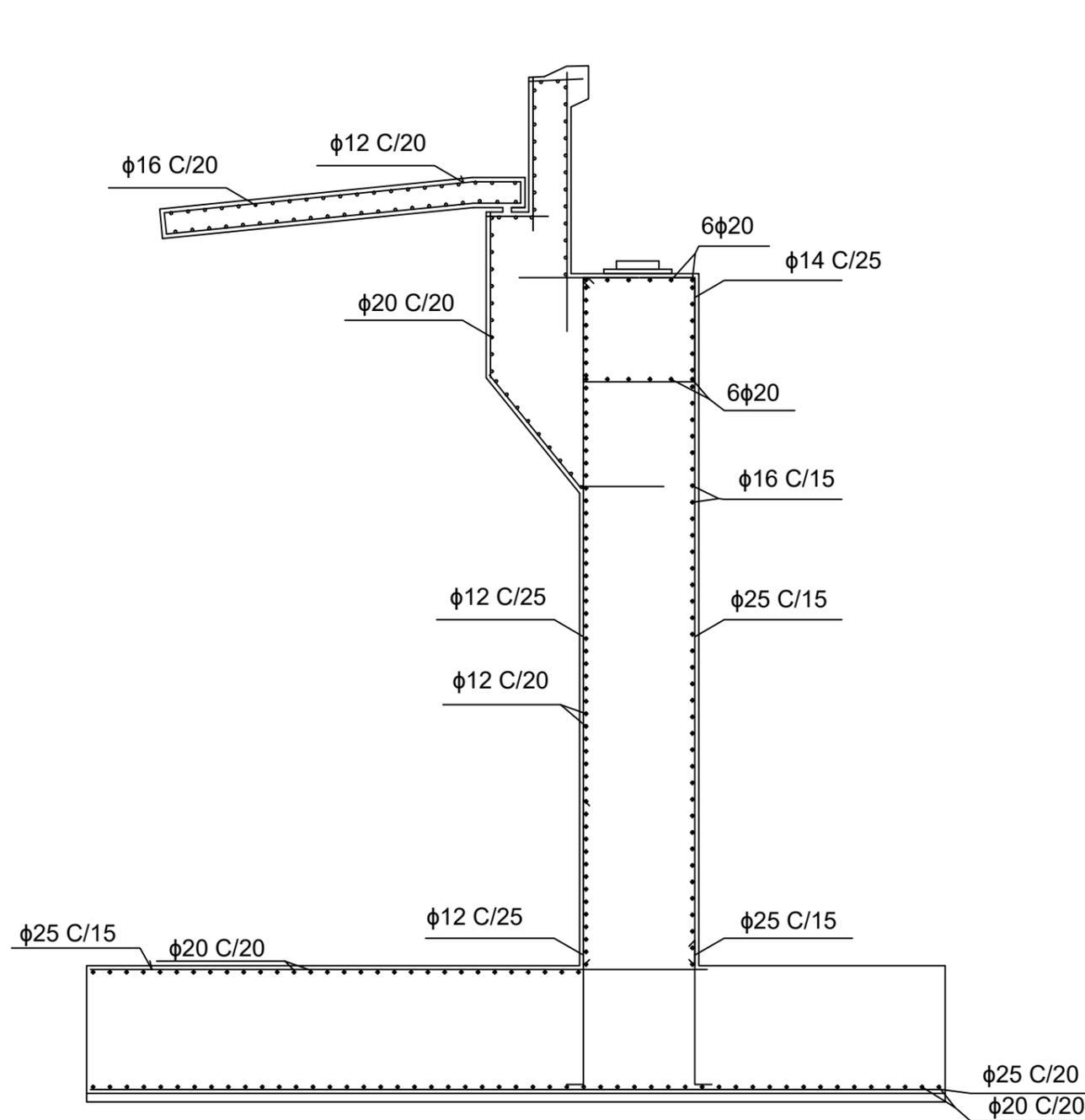
Nº DE PLANO
 5.3.3.1.

HOJA 1 DE 1

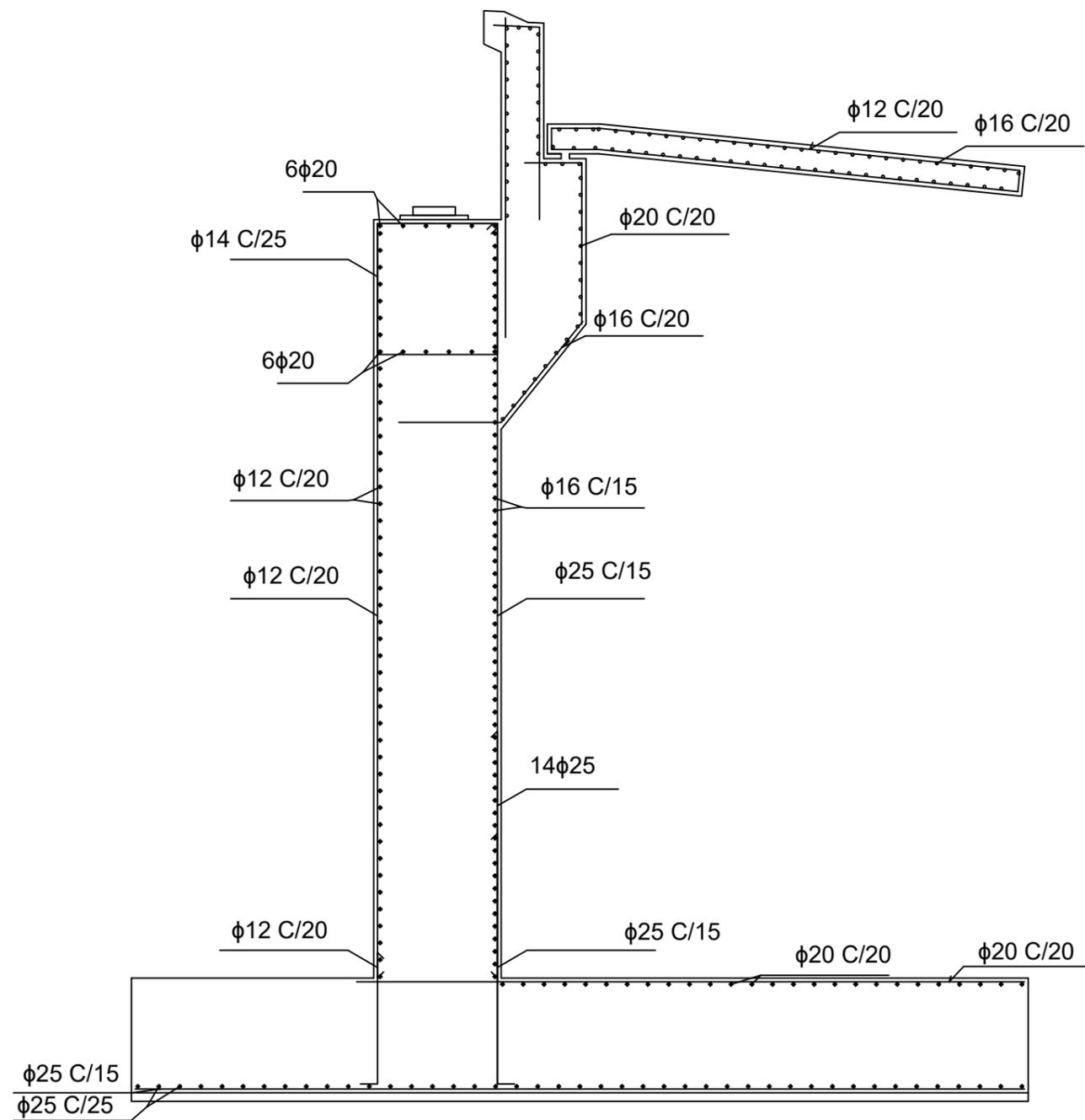


 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	 AUTOR DEL PROYECTO SEVILLA FERNÁNDEZ, MARCOS	FECHA JUNIO 2016	TÍTULO DEL PROYECTO ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR	ESCALA: 1:750	TÍTULO DEL PLANO PLANTA Y ALZADO	Nº DE PLANO 5.3.3.2.
						HOJA 1 DE 1

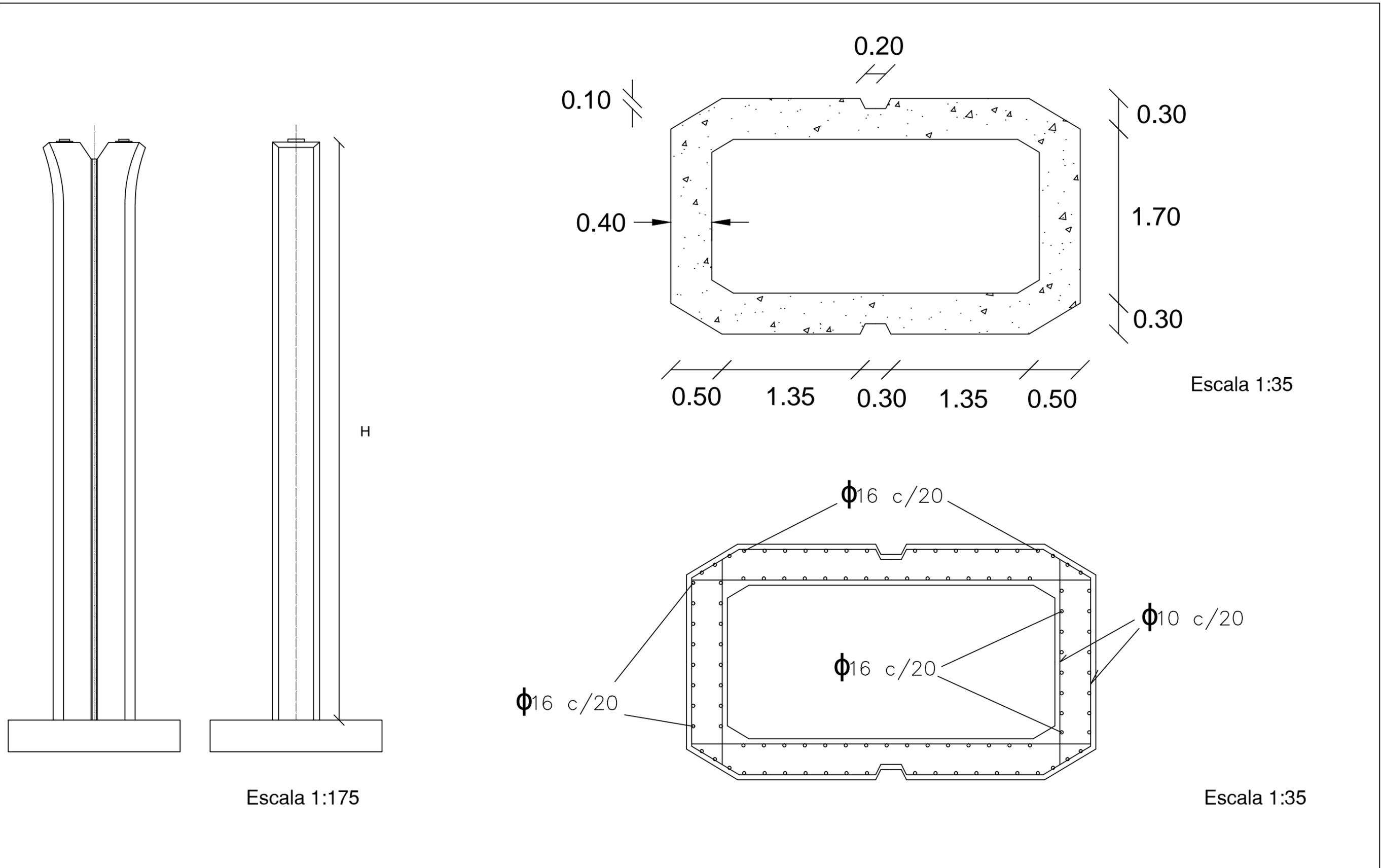




ESTRIBO 1



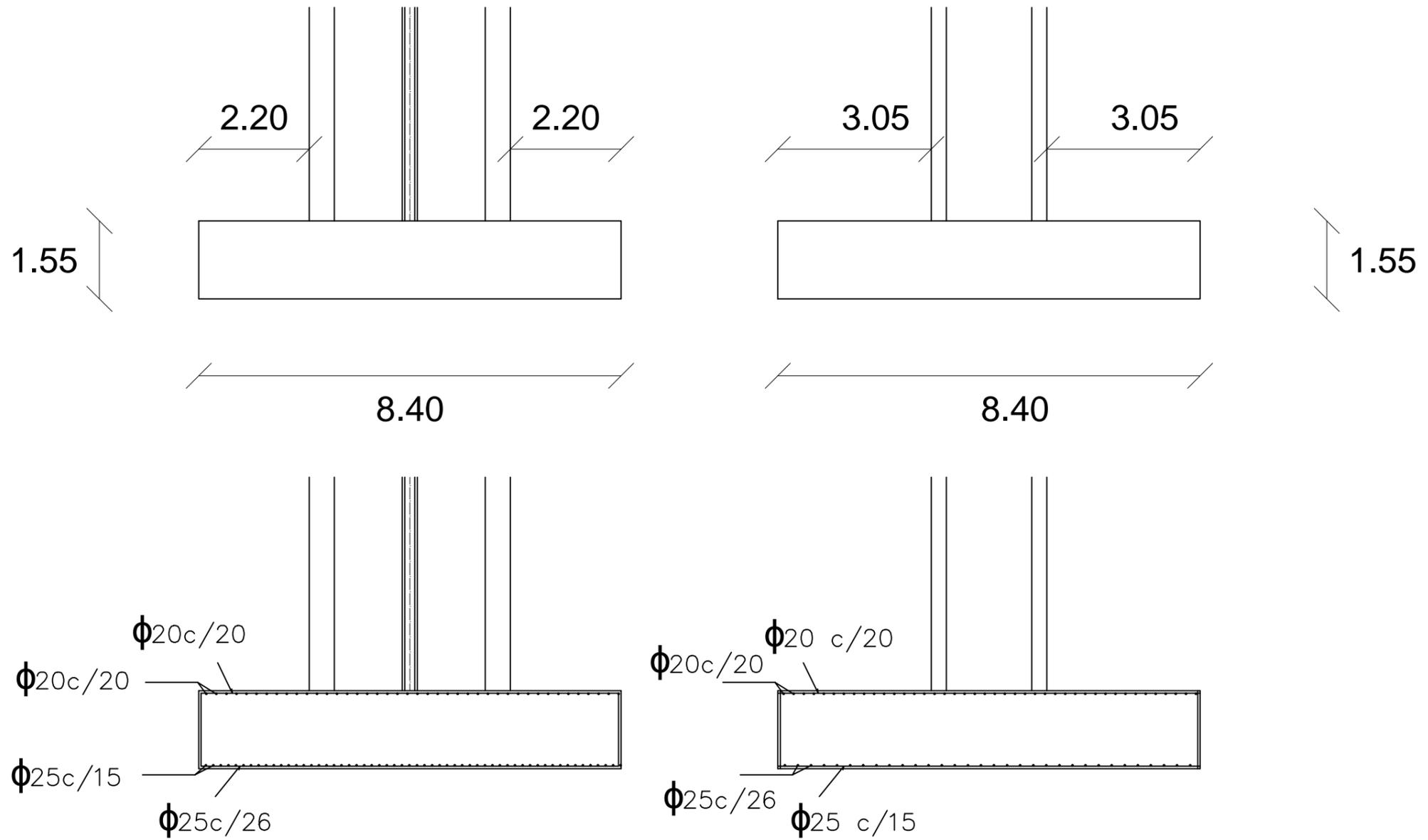
ESTRIBO 2

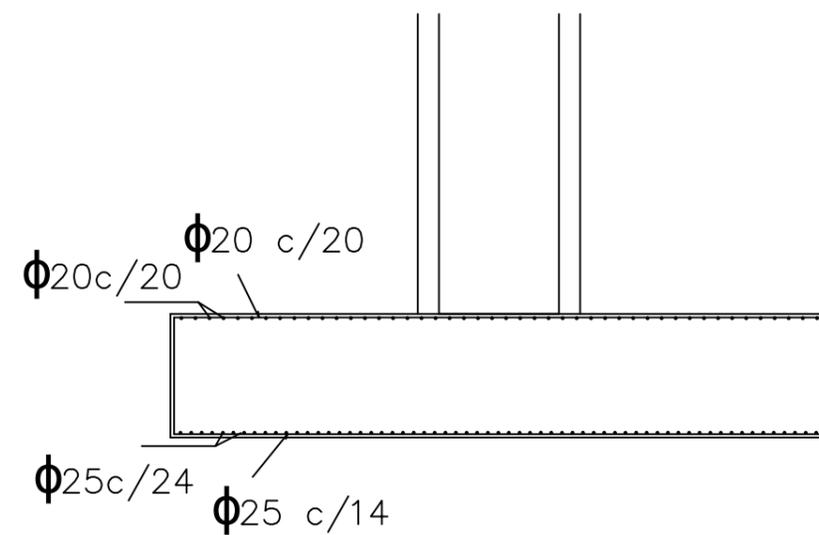
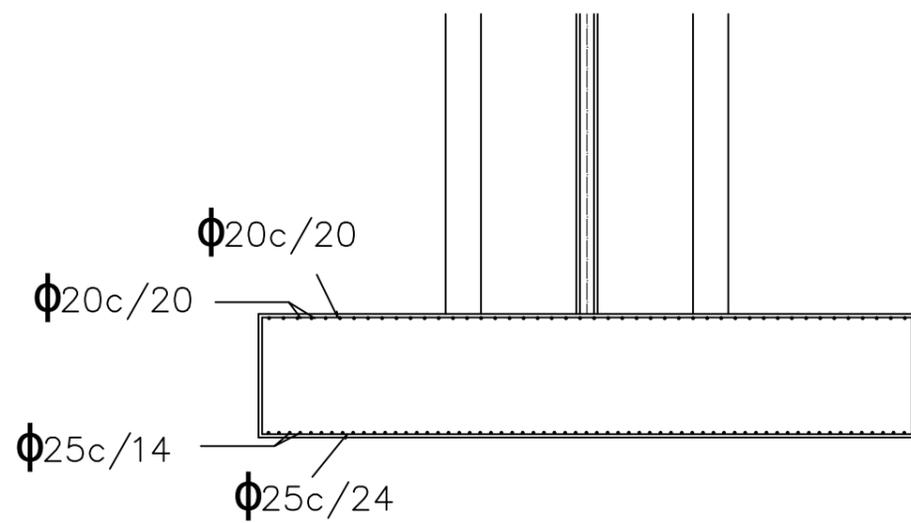
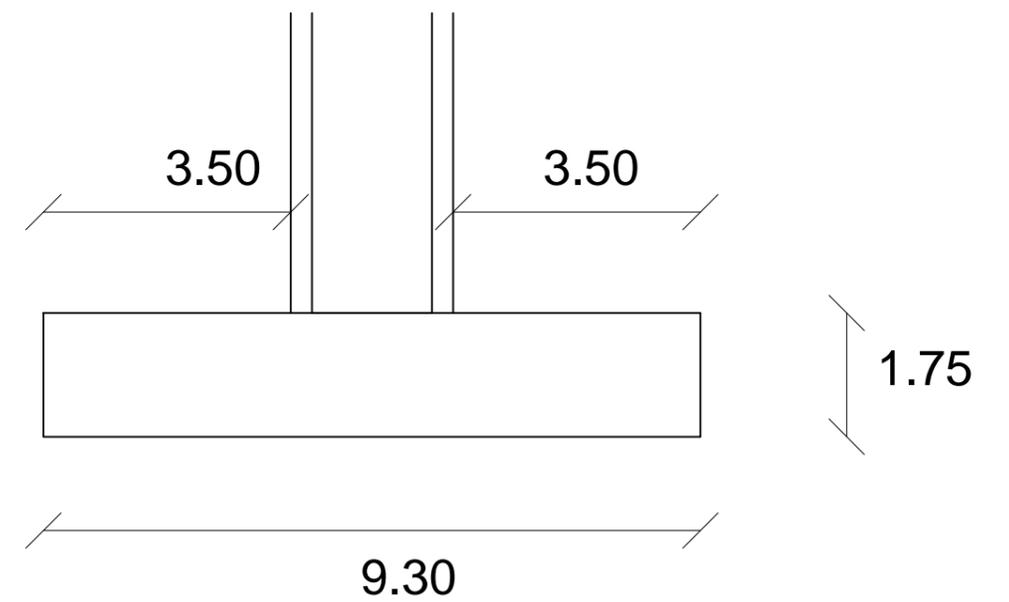
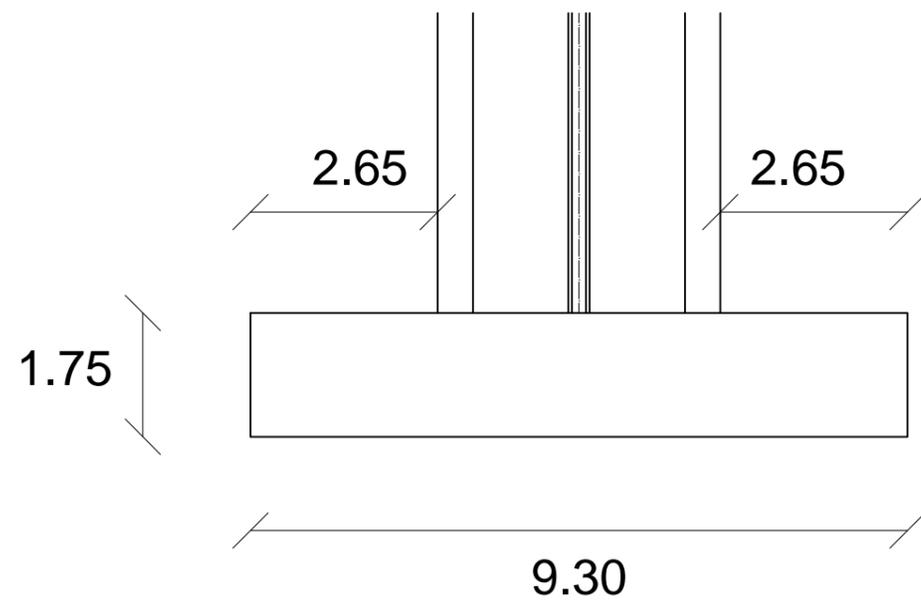


Escala 1:175

Escala 1:35

Escala 1:35







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.	Importe €
1	Capítulo		MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DEMOLICIONES	1.00	1360156.72
P001	Partida	m ²	Despeje y desbroce del terreno	15889.50	9215.91
			M2 Despeje y desbroce del terreno por medios mecánicos i/ destoconado, 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 ³	Excavación tierra vegetal	26482.50	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 ³	Excavación desmonte en todo tipo de terreno incluso en roca	92069.38	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 ³	Terraplen de suelo	74403.00	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 refino de la superficie de la coronación.		
P006	Partida	m ³	Rellenos de explanada	40997.00	274679.90
			M3 Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 15 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.		

			1	1.00	1360156.72	1360156.72
2	Capítulo		FIRMES Y PAVIMENTOS	1.00	661824.16	661824.16
P007	Partida	m ³	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.			
			2	1.00	661824.16	661824.16
3	Capítulo		OBRAS HIDRÁULICAS	1.00	251750.94	251750.94
P015	Partida	m ²	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 destoconado 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 ³	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 ³	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 ²	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/m². Según UNE-EN 13252.]			
P019	Partida	m³	Geomalla permanente con matriz plástica	7144.00	9.02	64438.88
			Geomalla permanente con matriz plástica, 100% propileno, con un peso de 687 gr/m² y una resistencia a la tensión tangencial de 672 Pa.			
P020	Partida	m³	Relleno de grava para zanjas de anclaje	37.47	4.21	157.75
			Relleno de grava para zanjas de anclaje			
P021	Partida	m³	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m	110.68	54.20	5998.86
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
P022	Partida	m³	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.25 m	16.99	68.24	1159.06
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.25 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
			3	1.00	251750.94	251750.94
4	Capítulo		ESTRUCTURAS	1.00	5997459.68	5997459.68
4.1	Subcapítulo		Primer puente sobre el río Chelva	1.00		3049168.85
P023	Partida	m³	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	62.30	52.06	3243.34
			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	m3	Hormigón armado tipo HP-40/B/20/Ila	2194.68	72.00	158016.96
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/Ila, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	717.85	67.00	48095.95
			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	928.56	60.00	55713.60
			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	556.60	57.00	31726.20
			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	422434.19
			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	8480.00
			u Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P030	Partida	ml	Pretel metálico	540.00	250.00	135000.00

			MI Pretel 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	4830.00
			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	1441782.15
			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. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m2	Encofrado madera	627.97	22.58	14179.56
			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	600000.00
			Alquiler durante la ejecución del tablero, incluido transporte, montaje, cimbrado y desmontaje			
P035	Partida	m2	Encofrado trepante	2093.37	52.21	109294.85
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P036	Partida	m3	Cimbra	1063.12	15.40	16372.05
			m3 de cimbra metálica, preparada para encofrado, incluido transporte, montaje, desmontaje y limpieza.			
			4.1	1.00	3049168.85	3049168.85
4.2	Subcapítulo		Segundo puente sobre el río Chelva	1.00		2118471.57
P023	Partida	m³	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	53.60	52.06	2790.42
			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	m3	Hormigón armado tipo HP-40/B/20/Ila	1853.69	72.00	133465.68
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/Ila, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	901.49	67.00	60399.83
			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	1177.80	60.00	70668.00
			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	400.00	57.00	22800.00
			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	200443.93



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	7440.00
			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	122300.00
			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	4830.00
			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	835343.39
			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. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m2	Encofrado madera	648.35	22.58	14639.74
			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	500000.00
			Alquiler durante la ejecución del tablero, incluido transporte, montaje, encofrado y desmontaje			
P035	Partida	m2	Encofrado trepante	2230.14	52.21	116435.61
			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	26914.97
			m3 de cimbra metálica, preparada para encofrado, incluido transporte, montaje, desmontaje y limpieza.			
			4.2	1.00	2118471.57	2118471.57
4.3	Subcapítulo		Puente sobre el Barranco del Convento	1.00		829819.26
P023	Partida	m³	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	67.23	52.06	3499.99
			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/Ila	1378.60	68.21	94034.31
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-40/B/20/Ila, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	376.64	67.00	25234.88
			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	96371.40
			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	34510.08
			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	182895.84
			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	8400.00
			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	62500.00
			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	4830.00
			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	115542.76
			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	202000.00
			m3 de cimbra metálica, preparada para encofrado, incluido transporte, montaje, desmontaje y limpieza.			
			4.3	1.00	829819.26	829819.26
5	Capítulo		ADECUACIÓN AMBIENTAL	1.00	194179.02	194179.02
MC01	Partida	ud	Gavión de 1x1,50x2.	180.00	85.20	15336.00
			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	9200.00
			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	11515.00



ALTERNATIVA SUR

			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	31736.60
			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	631.92
			. 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	5719.20
			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	1892.00
			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	1419.00
			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	172.00
			Jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares de 30 mm y 1m de longitud unidos entre si mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC10	Partida	ud	Señal zona de obras.	2.00	380.63	761.26
			Cartelería de aviso de zonas de obras.			
MC11	Partida	ud	Señal vía pecuaria.	2.00	171.60	343.20
			Señal vertical homologada de vía pecuaria			
MC12	Partida	ud	Análisis de la calidad de aguas.	12.00	160.00	1920.00
			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	8556.00
			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	8750.00

			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	2355.00
			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	17994.00
			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	34960.40
			Módulo de especies de coníferas, según establecidas por el propio Plan de restauración			
PR4	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES FRONDOSAS	75.00	440.24	33018.00
			Módulo de especies frondosas, según establecidas por el propio Plan de restauración.			
PR5	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES GIPSÍCOLAS	38.00	207.88	7899.44
			Módulo de especies gipsícolas, según las especies establecidas por el propio Plan de restauración			
			5	1.00	194179.02	194179.02
6	Capítulo		SEÑALIZACIÓN Y BALIZAMIENTO	1.00	6082.33	6082.33
	Partida	u	Señalización horizontal	4.8	4000	19600
			Señalización horizontal por kilómetro lineal de carretera, incluso transporte y colocación			
	Partida	u	Señalización vertical	4.8	10000	48000
			Señalización vertical por kilómetro lineal de carretera, incluso transporte y colocación			
	Partida	u	Balizamiento y defensas	4.8	10000	19600
			Balizamiento y defensas por kilómetro lineal de carretera, incluso transporte y colocación			
			6	1.00	72000	72000
7	Capítulo		Drenaje	1.00	89100.00	89100.00
UO-X	Partida	m3	m³ de hormigón HM-20/P/20/IIB	89.10	1000.00	89100.00
			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	89100.00
8	Capítulo		Seguridad y Salud	1.00	171694.94	171694.94
PA01	Partida	ud	P.A a justificar para seguridad y salud	1.00	171694.94	171694.94
			u Partida alzada a justificar para presupuesto de seguridad y salud (estimado 2.5% actuación)			
9	Capítulo		Gestión de residuos.	1.00	171694.94	171694.94
PA02	Partida	ud	P.A a justificar para gestión residuos	1.00	171694.94	171694.94
				1.00		
			ALTERNATIVA SUR CHELVA	TOTAL €	8916942.73	8916942.73