



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

**Estudios para la redacción del Proyecto Básico de la variante de la carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva (provincia de Valencia). Alternativa Sur.
Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.**

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2015/16

Autor: Jorge Catalán Pérez

Tutor: Hugo Coll Carrillo

Cotutor: Julián Alcalá González

Valencia, junio de 2016



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



DOCUMENTO N°1

MEMORIA GENERAL TFG MULTIDISCIPLINAR

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



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

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

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



MEMORIA GENERAL

ÍNDICE

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



1. ANTECEDENTES

La población de Chelva es un municipio de la Comunidad Valenciana, España. Situado en el interior de la provincia de Valencia, en la comarca de Los Serranos, también conocida como "Alto Turia". Se encuentra a una distancia de 68 km de Valencia, al noroeste de la provincia, y a una altitud de 471 metros sobre el nivel del mar. Con una extensión de 191 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.

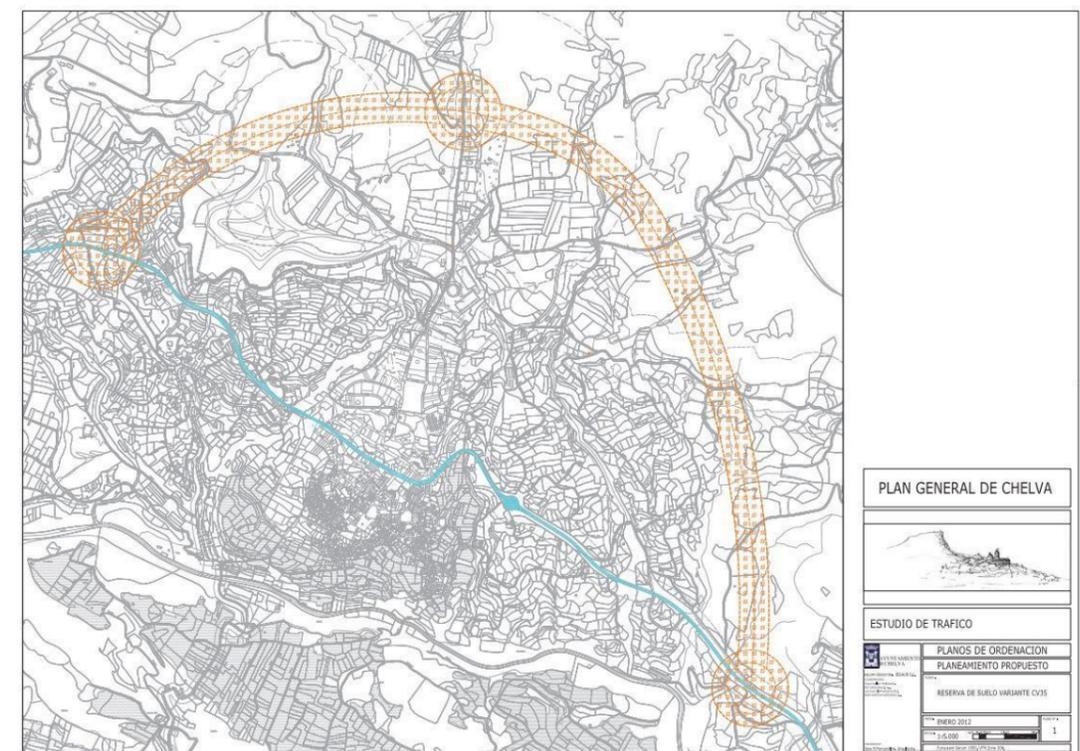


Fig. 2. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

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.

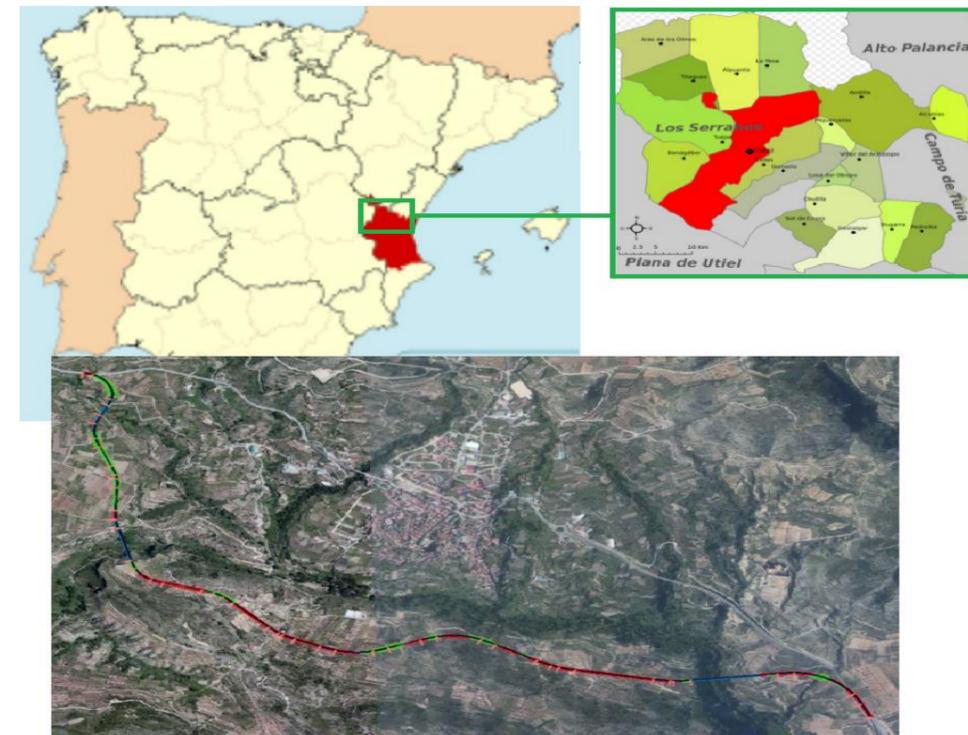


Fig. 1 Localización de la alternativa Sur.



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:

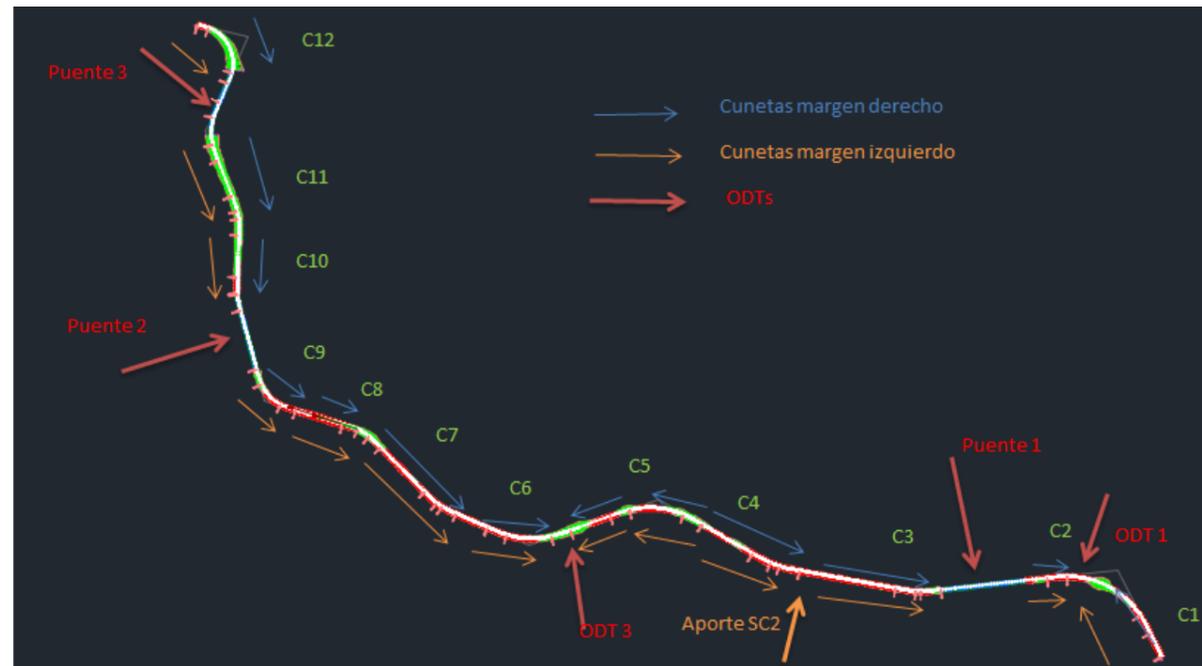


Fig. 2 Disposición de las obras de drenaje longitudinal y transversal a lo largo de la variante.

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.

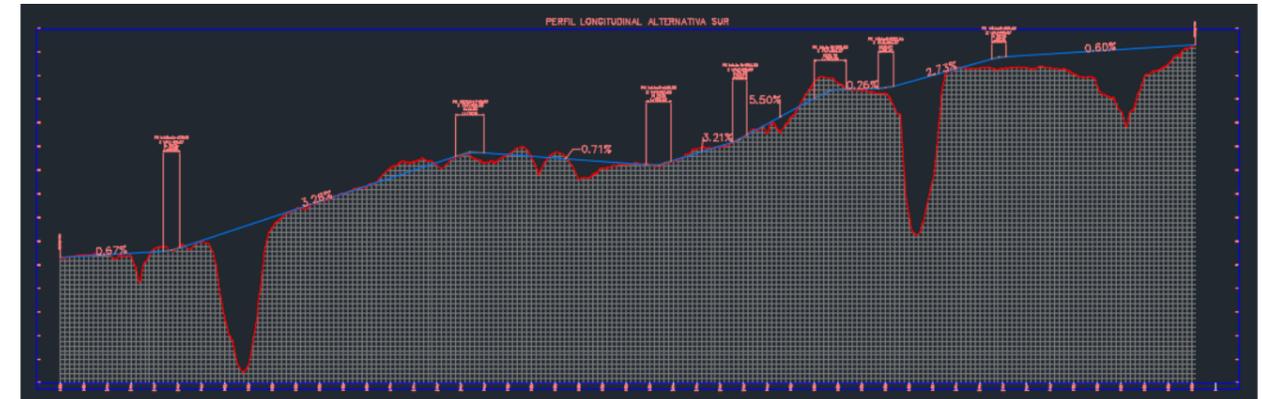


Fig. 4 Perfil Longitudinal Alternativa Sur

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.

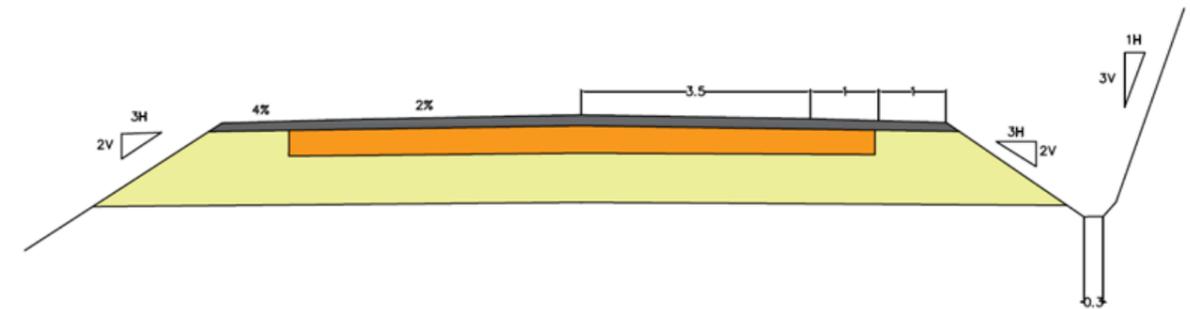


Fig. 5 Sección transversal tipo.

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:

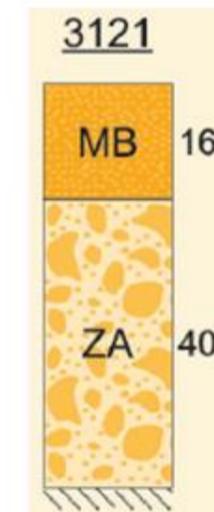


Fig. 6 Paquete de firme seleccionado

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

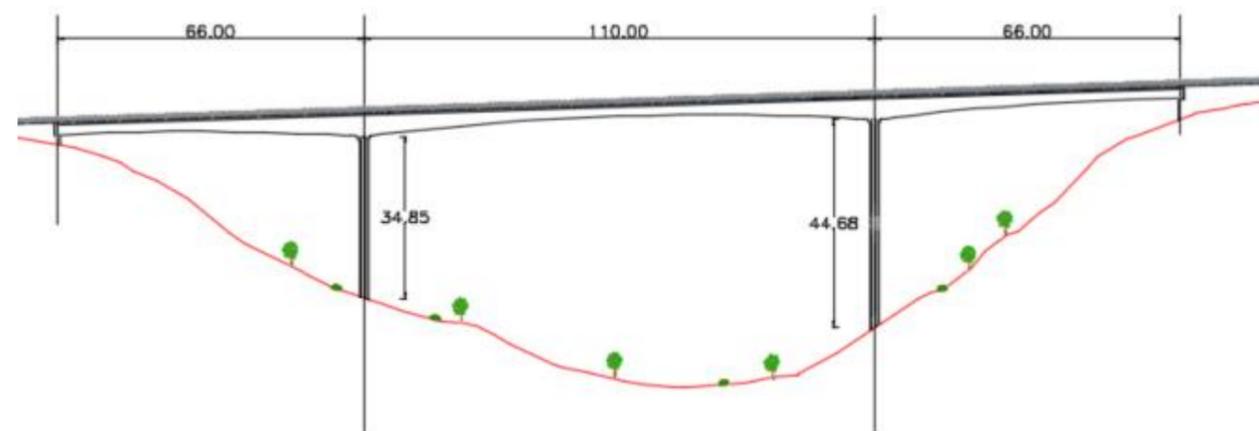


Fig. 7 Vista general del primer puente sobre el río Chelva

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.

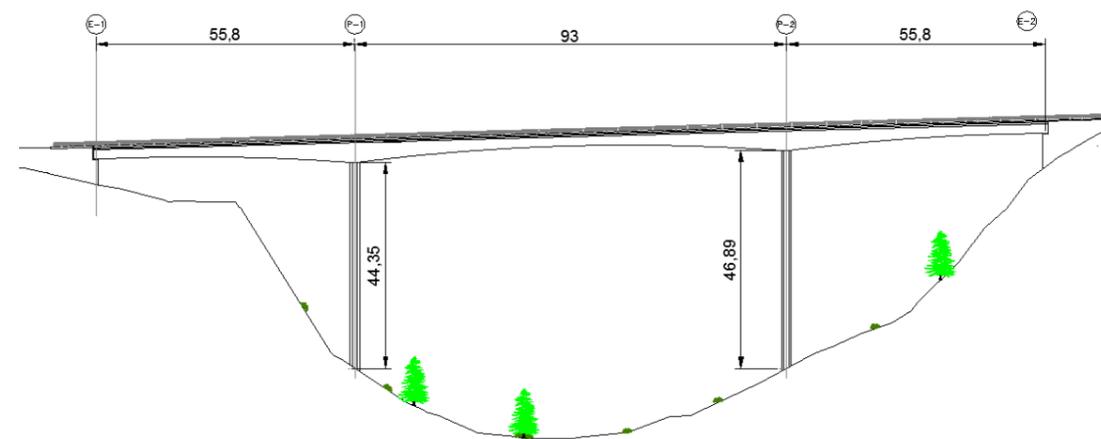


Fig. 8 Vista general del segundo puente sobre el río Chelva

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.

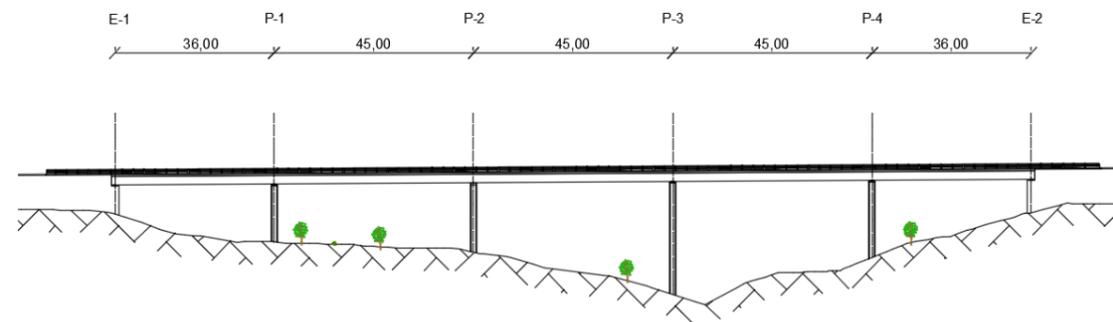


Fig. 9 Vista general del puente sobre el barranco del Convento

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.

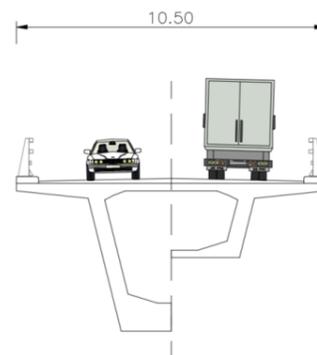


Fig. 10 Secciones central y extrema de los puentes sobre el río Chelva

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.

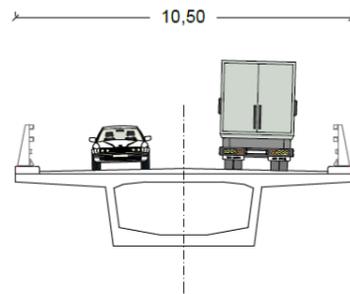


Fig. 11 Sección del tablero del puente sobre el barranco del Convento

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.

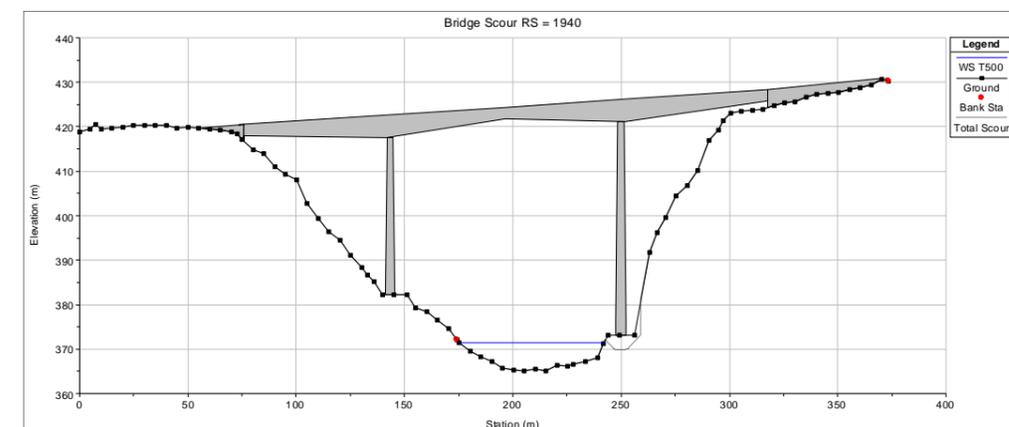


Fig. 12 Sección del primer puente sobre el río Chelva

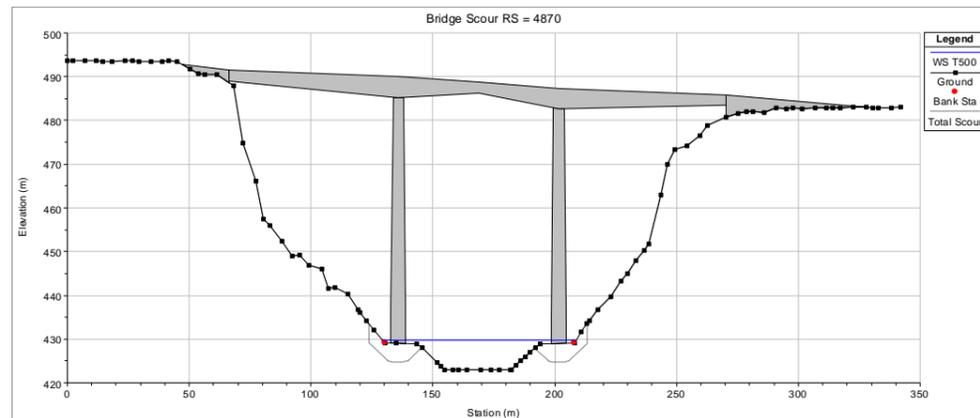


Fig. 13 Sección del segundo puente sobre el río Chelva

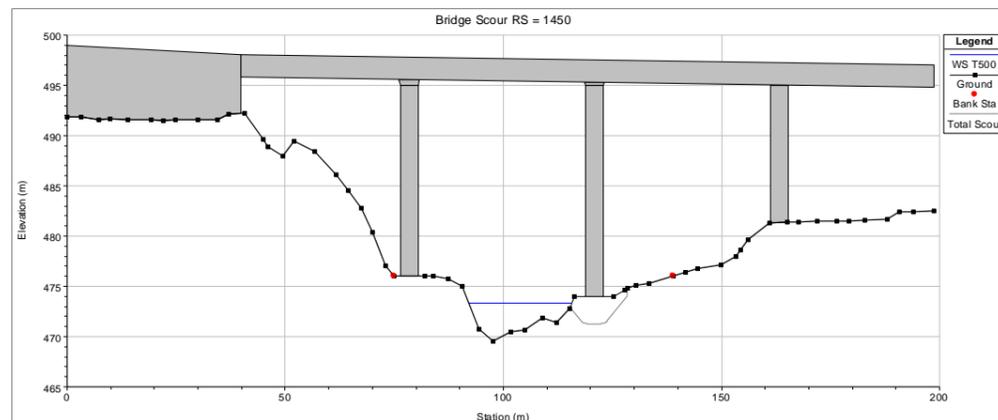


Fig. 14 Sección del puente sobre el Barranco del Convento

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°10

ESTRUCTURAS. PRIMER PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA

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



ANEJO 10: Estructuras. Primer puente sobre el río Chelva



1. INTRODUCCIÓN	4	3.3.1.6. Asientos del terreno de cimentación.....	27
1.1. ORGANIZACIÓN DEL ANEJO.....	4	3.3.1.7. Rozamiento de apoyos deslizantes.....	27
1.2. OBJETO DEL ANEJO.....	4	3.3.2. <i>Valores característicos de las acciones variables</i>	27
1.3. DATOS DE PARTIDA.....	5	3.3.2.1. Sobrecarga de uso.....	27
1.3.1. <i>Funcionales</i>	5	3.3.2.1.1. Fuerzas verticales.....	28
1.3.2. <i>De trazado</i>	5	3.3.2.1.2. Fuerzas horizontales.....	28
1.3.3. <i>Geológicos y geotécnicos</i>	5	3.3.2.1.2.1. Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales.....	28
1.3.4. <i>Hidrológicos</i>	5	3.3.2.1.2.2. Fuerzas de frenado y arranque.....	28
1.3.5. <i>Constructivos</i>	5	3.3.2.2. Viento.....	29
1.3.6. <i>Condicionantes económicos</i>	5	3.3.2.2.1. Empujes sobre el tablero.....	30
1.3.7. <i>Condicionantes estéticos</i>	5	3.3.2.2.1.1. Empuje horizontal transversal al tablero.....	30
1.3.8. <i>Condicionantes medioambientales</i>	6	3.3.2.2.1.2. Empuje provocado por el viento longitudinal.....	30
1.4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	6	3.3.2.2.1.3. Empuje vertical.....	30
2. ESTUDIO DE SOLUCIONES	9	3.3.2.2.2. Empujes sobre las pilas.....	30
2.1. METODOLOGÍA.....	9	3.3.2.2.3. Efectos aeroelásticos.....	31
2.2. CLASIFICACIÓN SEGÚN TIPOLOGÍA Y RANGO DE LUCES.....	9	3.3.2.3. Acción térmica.....	32
2.3. EXPOSICIÓN DE TIPOLOGÍAS ESTUDIADAS.....	9	3.3.2.3.1. Acciones térmicas en el tablero.....	32
2.3.1. <i>Puente pretensado extradadosado</i>	9	3.3.2.3.1.1. Componente uniforme.....	32
2.3.2. <i>Puente en arco</i>	10	3.3.2.3.1.2. Componente de la diferencia de temperatura vertical.....	33
2.3.3. <i>Puente viga cajón de canto variable</i>	10	3.3.2.3.1.3. Componente de la diferencia de temperatura horizontal.....	34
2.3.4. <i>Puentes realizados mediante elementos prefabricados</i>	10	3.3.2.3.1.4. Combinación de acciones térmicas.....	34
2.3.5. <i>Puente mediante vigas cajón empujado</i>	11	3.3.2.3.1.5. Acciones térmica en pilas.....	34
2.3.6. <i>Puente atirantado</i>	11	3.3.2.4. Nieve.....	34
2.4. PILAS.....	11	3.3.2.5. Valores característicos de acciones accidentales.....	35
2.5. VALORACIÓN DE PRIMERA FASE.....	12	3.3.3. <i>Solicitaciones sísmicas</i>	35
2.6. VALORACIÓN DE SEGUNDA FASE.....	14	3.4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES.....	35
2.6.1. <i>Método Press</i>	14	3.4.1. <i>Acciones permanentes (G)</i>	35
2.6.1.1. Funcionamiento.....	15	3.4.2. <i>Acciones permanentes de valor no constante (G-)</i>	35
2.6.1.2. Criterios y pesos.....	16	3.4.3. <i>Acciones variables (Q)</i>	35
2.6.1.3. Valoración y resultados de alternativas.....	19	3.4.4. <i>Acciones accidentales (A)</i>	36
2.7. CONCLUSIÓN Y COMENTARIOS.....	21	3.5. VALOR DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES.....	36
3. BASES DE CÁLCULO	22	3.5.1. <i>Estados límite últimos (E.L.U.)</i>	36
3.1. NORMATIVA UTILIZADA.....	22	3.5.2. <i>Estados límite servicio (E.L.S.)</i>	37
3.1.1. <i>Normas de acciones</i>	22	3.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	37
3.1.2. <i>Normas de construcción</i>	22	3.6.1. <i>Estados límite últimos (E.L.U.)</i>	37
3.1.3. <i>Otros reglamentos</i>	22	3.6.2. <i>Estados límite servicio (E.L.S.)</i>	38
3.2. CRITERIOS DE SEGURIDAD.....	22	4. MATERIALES	39
3.2.1. <i>Estados Límite de Servicio (E.L.S.)</i>	22	4.1. HORMIGÓN.....	39
3.2.2. <i>Estados Límite Último (E.L.U.)</i>	22	4.2. ACERO DE ARMAR.....	39
3.3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES.....	22	4.3. ACERO DE PRETENSAR.....	39
3.3.1. <i>Valores característicos de las acciones permanentes</i>	22	4.4. NIVEL DE CONTROL.....	39
3.3.1.1. Peso propio.....	22	4.4.1. <i>Control de materiales</i>	39
3.3.1.2. Carga muerta.....	22	4.4.2. <i>Control de la ejecución</i>	39
3.3.1.3. Pretensado.....	23	4.4.3. <i>Niveles de control</i>	39
3.3.1.4. Acciones reológicas.....	25	4.4.4. <i>Coefficientes parciales de seguridad para la resistencia</i>	40
3.3.1.4.1. Fluencia.....	25	5. MODELO DE CÁLCULO	41
3.3.1.4.2. Retracción.....	26	5.1. SOFTWARE UTILIZADO.....	41
3.3.1.5. Empuje del terreno.....	27	5.1.1. <i>CSI Bridge</i>	41
		5.1.2. <i>Sap2000v18</i>	41
		5.1.3. <i>Cype ingenieros</i>	41



5.1.4. Prontuario informático de la EHE-08.....	41	APÉNDICES.....	98
5.1.5. Hoja de cálculo.....	42	I. CÁLCULOS DE RETRACCIÓN.....	99
5.2. DEFINICIÓN DEL MODELO.....	42	II. CÁLCULOS DE FLUENCIA.....	101
5.2.1. Definición de los materiales.....	42	III. DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS.....	104
5.2.2. Definición de los elementos.....	43	IV. CÁLCULOS EN ELU DE SECCIONES DEL TABLERO.....	105
5.2.2.1. Tablero.....	43	V. CÁLCULOS EN ELS FISURACIÓN DEL TABLERO.....	109
5.2.2.2. Pilas.....	44	VI. COMPROBACIÓN A CORTANTE DEL TABLERO.....	114
5.2.2.3. Vinculaciones.....	44	VII. REACCIONES PRODUCIDAS POR LAS SOBRECARGAS.....	118
5.2.3. Definición de la acciones.....	45	VIII. RESULTADOS DEL PROGRAMA CSIBRIDGE DE LAS SECCIONES A COMPROBAR.....	120
5.2.3.1. Carga del pavimento.....	45	IX. RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO DE LOS ESTRIBOS Y MUROS EN VUELTA.....	121
5.2.3.2. Carga de los pretiles.....	46	INFOGRAFÍAS.....	130
5.2.3.3. Sobrecarga de uso.....	46	PLANOS.....	133
5.2.3.4. Acciones reológicas.....	49		
5.2.3.5. Acción térmica.....	50		
5.2.3.5.1. Variación uniforme.....	50		
5.2.3.5.2. Variación por gradiente.....	51		
5.2.3.6. Viento.....	51		
5.2.3.7. Pretensado.....	53		
5.2.3.8. Peso propio.....	54		
5.3. COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	54		
6. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN.....	55		
6.1. EFECTO DE LOS PRETENSADOS POR FASES.....	55		
6.2. DIMENSIONAMIENTO DEL PRETENSADO.....	60		
6.3. PROCESO CONSTRUCTIVO. INFLUENCIA DEL MISMO SOBRE EL CÁLCULO.....	63		
6.4. SECCIONES DE TABLERO.....	64		
6.4.1. Comprobación de sección en ELU.....	64		
6.4.2. Comprobación de ELS fisuración.....	68		
6.4.3. Comprobación a cortante de las secciones.....	72		
6.5. NEOPRENOS.....	73		
6.5.1. Dimensionamiento del aparato de apoyo.....	73		
6.5.2. Otras comprobaciones.....	74		
6.6. PILAS.....	75		
6.6.1. Comprobación secciones a pandeo.....	75		
6.6.2. Comprobación secciones en ELU.....	77		
6.7. CIMENTACIÓN DE PILAS.....	79		
6.7.1. Aspectos geotécnicos.....	79		
6.7.2. Aspectos estructurales.....	81		
6.8. ESTRIBOS.....	85		
6.8.1. Estribo 1.....	85		
6.8.2. Estribo 2.....	88		
6.9. LOSA DE TRANSICIÓN.....	92		
6.10. JUNTA DE DILATACIÓN.....	92		
7. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	94		
7.1. SELECCIÓN DEL MÉTODO.....	94		
7.2. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA.....	94		
7.2.1. Ejecución de las dovelas.....	95		
7.2.2. Operaciones posteriores.....	96		
7.2.3. Control geométrico.....	96		
8. BIBLIOGRAFÍA.....	97		



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. Además se plantean las bases para realizar un posterior estudio de soluciones, así como los condicionantes que afectan a dicho análisis de alternativas.

Estudio de soluciones. Se plantean un procedimiento basado en tres fases para, con las bases definidas en el apartado anterior, elaborar algunas 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 basada en estos resultados, que se desarrollará en los 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 útil prevista, y pueda cumplir las funciones para las que ha sido construida. Se establecen los criterios de seguridad, se fijan las acciones, los valores de cálculo y la combinación de las mismas. También se fijan los criterios de durabilidad y protección de las estructuras.

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

Modelo de cálculo. Se define el modelo con el que se parametriza el puente con la solución adoptada en el apartado 2 en los distintos Softwares informáticos. Así como las distintas acciones y combinaciones de acciones. Del mismo modo se presentan dichos Softwares y la utilidad que se la da a cada uno de ellos en el proyecto.

Dimensionamiento y comprobación.

- Cálculo del pretensado necesario: Se efectúa el efecto 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.
- 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, hundimiento 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
- Junta de dilatación: Se preselecciona una junta que cumple con las condiciones de estanqueidad requeridas.

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

Apéndices. Se detallan y exponen 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 río Chelva al paso del trazado sur de la variante sobre la población de Chelva.

Para la consecución de este objetivo es necesario la realización de un planteamiento de alternativas viables que permitan solventar el problema planteado y 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 realiza las comprobaciones necesarias para certificar que el diseño realizado es una solución válida.

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



1.3. Datos de partida

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

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

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 las estructuras 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. Este paso debe materializarse permitiendo un adecuado flujo de agua del río Chelva sin interrupción del cauce.

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 que se estiman en 0,75 metros de ancho.

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 ni horizontales, por lo que este transcurre en línea recta en una alineación con una pendiente del 3,28%. La no existencia de acuerdos en las proximidades implica que no se vea condicionada la tipología del mismo por el trazado de la vía.

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

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 estructura consiste en material del triásico Muschelkalk que se caracteriza por arcillas y margas rojas, amarillas e irisadas, con yesos y anhidrita. Y Keuper que se caracteriza por margas abigarradas con yesos y sales solubles. Presentan tensiones máximas admisibles con un factor de seguridad de 3 por encima de los 1,2 Kpa. Pese a ello se emplean resistencias de 0,5 Kpa para obtener un mayor grado de seguridad.

1.3.4. Hidrológicos.

Se considera realizar la menor afección posible al cauce y su entorno, para ello 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.

1.3.5. Constructivos.

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

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

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

1.3.6. Condicionantes económicos.

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

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

1.3.7. Condicionantes estéticos.

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



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

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

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

1.3.8. Condicionantes medioambientales.

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

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

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

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

1.4. Descripción de la estructura

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

1, consistente en 242 metros, se ve acompañada de una altura máxima en el cauce de 56 metros hasta rasante de trazado.

El primer puente sobre el río Chelva, está ubicado entre los P.K 0+641,99 y 0+883,99 y pertenece 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 el paso de dos carriles de tráfico rodado. El 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.

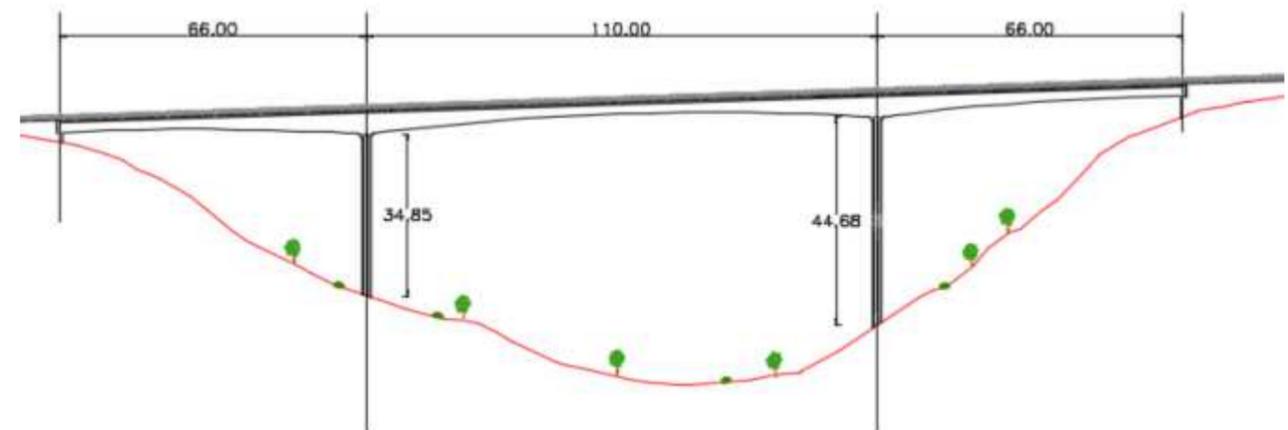


Figura 1- Vista general

El puente se resuelve 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 arceles 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.

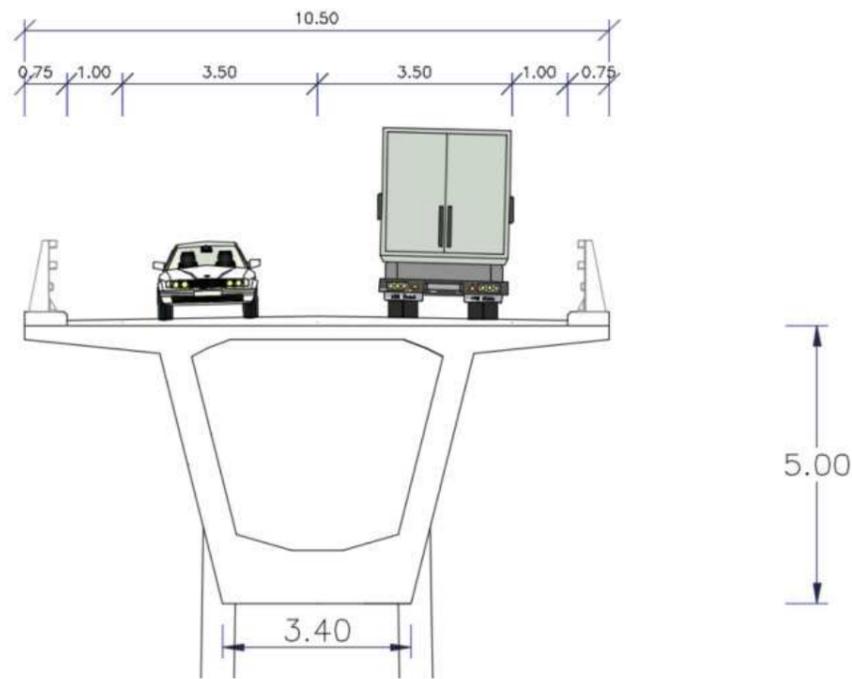


Figura 2- Sección acotada

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. Se disponen diafragmas en las secciones de apoyos extremos y en las secciones situadas encima de las pilas.

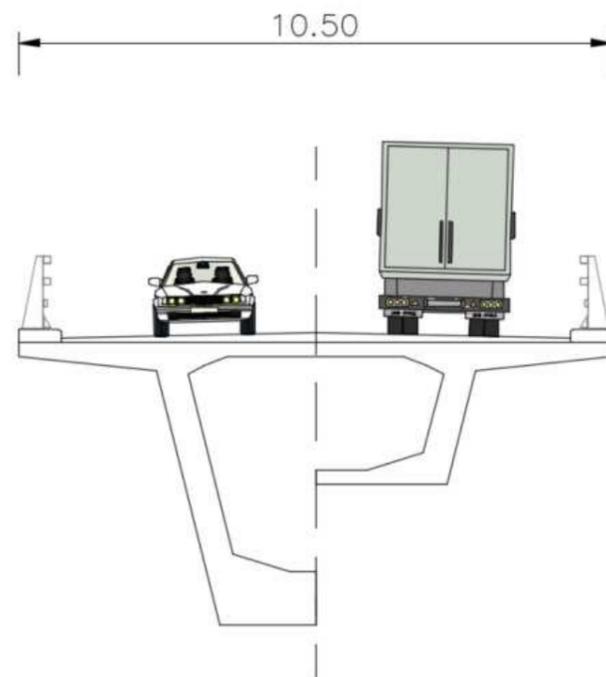
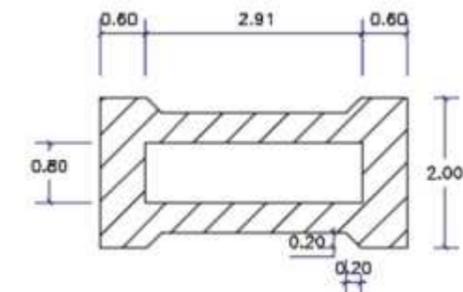


Figura 3- Secciones central y extrema

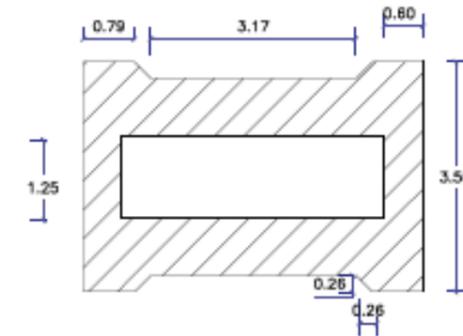
El puente se materializa mediante dovelas ejecutadas "in situ" con carro de avance y por voladizos compensados. Las dovelas varían de longitud, dado que la dovela de arranque es de 7 metros, las centrales son de 5 metros y la clave de 4 metros. El proceso constructivo es descrito en mayor detalle en el apartado 7.

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.

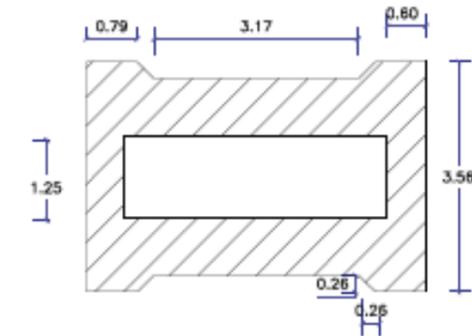
En la sección superior, estas tienen un ancho de 2 metros, y una dimensión alargada de 4,12 metros, por lo que "abrazan" a la dovela como se puede ver en la Figura 2.



Sección superior



Base pila 1



Base pila 2

Figura 4- Secciones de las pilas

Las pilas se construyen "in situ" mediante encofrado trepador hasta llegar a cota de trazado menos canto de dovela "0", para entonces ejecutar la dovela de pila, la cual se empotra en su respectiva pila 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 consta de una zapata de dimensiones 11x11x2,3 metros, pese a que los cálculos



hidráulico 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 ($545,1 \text{ m}^3/\text{s}$) dejando resguardo, así como para un caudal de avenida de periodo de retorno 500 años ($948,7 \text{ m}^3/\text{s}$). Del mismo modo, este hecho asegura que los estribos no se ven perjudicados por la acción de este flujo.

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

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

Estos muros se diseñan con una longitud mínima igual al talón necesario para el sostenimiento del estribo. Se disponen también, en caso de necesidad aletas superiores de un modo tal que el cono de tierras que se origina tras ellas, con una pendiente 3H:2V, alcance el pie del estribo.



2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

2.1. Metodología

Para la correcta elección de la solución estructural del puente 1 sobre el río Chelva se procede mediante un estudio de soluciones en tres fases. Una primera fase donde se estudian las tipologías de puentes son susceptibles de ser solución en función de la orografía del entorno, rangos de luces adecuados, etc. Está basada en planos de planta y perfil de las diversas estructuras planteadas. En esta fase se realiza una primera valoración de las tipologías estudiadas que son susceptibles de ser solución.

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

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

2.2. Clasificación según tipología y rango de luces

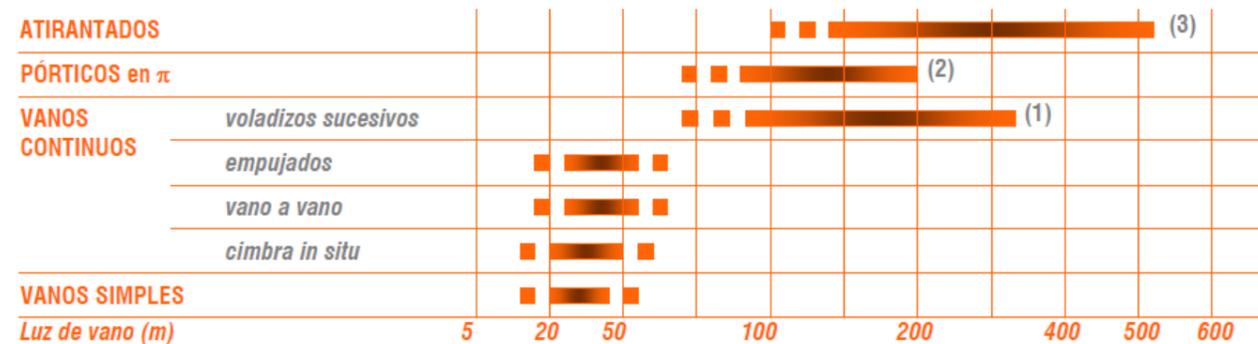


Figura 5- Estado del arte en puente de hormigón pretensado. [15]

- Puentes con luces comprendidas entre 25-50 metros.

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

Requieren de 4 a 7 pilas dependiendo de la luz.

- Puentes con luces comprendidas entre 50-100 metros.

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

- Puentes con luces de más de 100 metros.

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

2.3. Exposición de tipologías estudiadas.

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

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

2.3.1. Puente pretensado extradadosado

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

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

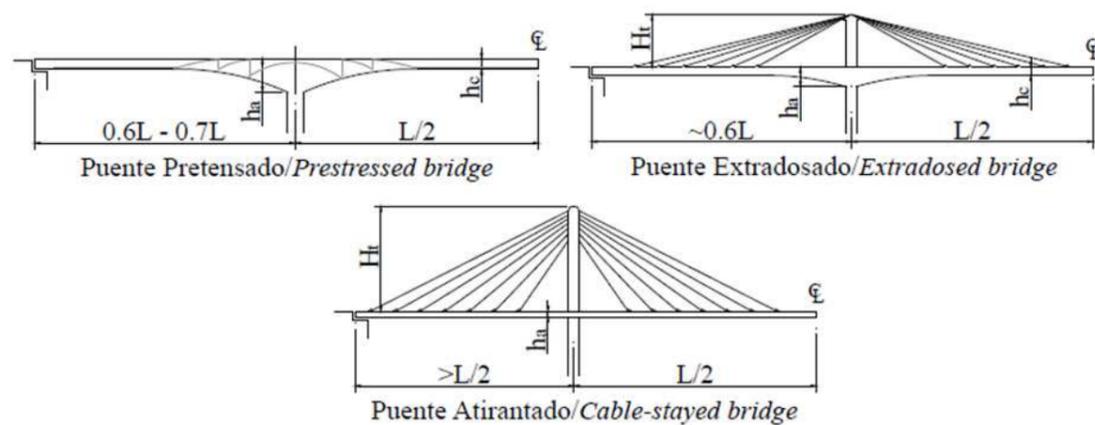


Figura 6-Comparación entre pretensado, extradosado y atirantado

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

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

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

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

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

2.3.2. Puente en arco

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

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

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

el arco se construye en posición vertical para posteriormente bascular alrededor de un apoyo auxiliar.

2.3.3. Puente viga cajón de canto variable

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

No obstante presentan un hándicap en cuando a su cálculo debido al alto número de secciones que deben ser comprobadas además de requerir un seguimiento de la evolución del esquema estático durante su ejecución. Esto se suma a los efectos producidos por la fluencia y la retracción del hormigón además de la relajación del acero y la redistribución de esfuerzos una vez se da continuidad a la estructura en su conjunto.



Figura 7- Puente pretensado de canto variable

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

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

2.3.4. Puentes realizados mediante elementos prefabricados

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

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

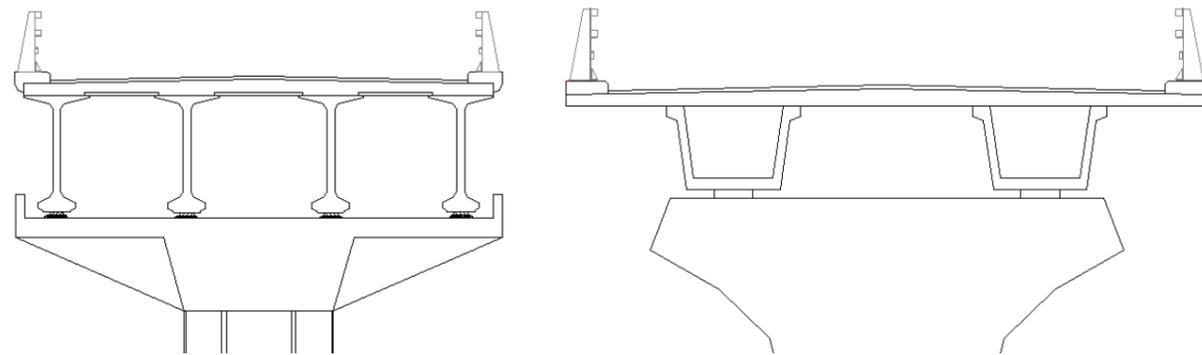


Figura 8-Puente vigas prefabricadas en doble T y en artesa. Secciones tipo

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

2.3.5. Puente mediante vigas cajón empujado

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

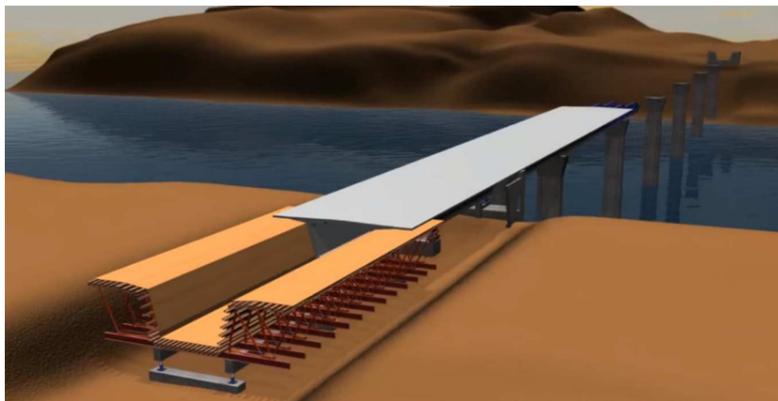


Figura 9- Sistema constructivo empujado

2.3.6. Puente atirantado

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



Figura 10 -Puente atirantado Monterrey (México)

La relación entre la luz del vano principal y la de los vanos de compensación depende de varias variables del contorno físico. Manterola (2004) recomienda, para el caso de puentes asimétricos que busquen salvar una luz principal, utilizar una rigidización del sistema mediante vanos de compensación cortos, del orden de 0,2 a 0,3 la luz principal. Para el resto de casos se acude a un vano de compensación con una relación entre 0,4 y 0,5 la luz principal (aunque para 0,5 veces las flexiones aumentan).

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

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

2.4. Pilas

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

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

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

La variación de longitud del tablero en las soluciones prefabricadas o en las alternativas en las cuales la conexión pila-tablero se lleve a cabo mediante un apoyo elastomérico, no supone un



problema, debido a que las deformaciones pueden considerarse absorbidas por los elementos de apoyo.

2.5. Valoración de 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. Esto ha permitido proponer tipologías como puentes atirantados, arcos, pretensados extradosados, entre otros.

El trazado discurre por una orografía montañosa y escarpada pero tratando de avanzar lo más paralelo a las curvas de nivel. El río Chelva 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.

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

Arco con tablero superior

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Puentes mediante elementos prefabricados

La solución mediante elementos prefabricados requiere que piezas prefabricadas se encuentren biapoyadas, o en su caso, mediante un postesado que le proporcione continuidad al tablero. En estos párrafos se consideran las tipologías de cajón prefabricado, viga artesana y vigas en doble T. La variación en este caso viene dada exclusivamente por la longitud de vano, estudiada en múltiplos de 5 (excepto vigas doble T). En general en todos los casos se encuentra el mismo problema, consistente en que las pilas que pueden estar situadas justo en el cauce del río debido a la escasa separación de las mismas a lo largo de la estructura.

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

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

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

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

En el caso de **vigas artesana** se han llevado a cabo las mismas distribuciones de luces de 30, 35 y 40 metros. Entre las opciones de 35 y 40 metros, la más adecuada sería la alternativa de 40



metros, ya que se dispone una pila menos y permite realizar la unión de las vigas mediante vigas apoyadas en cantiléver, reduciendo la longitud de las vigas, y facilitando de este modo el transporte, sin requerir un número excesivo de pilas

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

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

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

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

Atirantado:

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

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

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

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

Extradonado

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

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

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

Voladizos sucesivos

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

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

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

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

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

En el caso de situar una sola pila en el centro del accidente a salvar proporciona una distribución de vanos totalmente compensada de 121 metros de pila a estribo, sin embargo los inconvenientes constructivos son mayores debido a su mayor dimensión e hidráulicamente se encuentra ante el peor escenario posible, en el que la pila está encajada justo en el cauce, lo que favorece la erosión del entorno de la pila, por lo que no se contempla como válida esta opción. Además estructuralmente nos encontramos en una solución mal planteada, pues en el momento de entrada en servicio la estructura resiste todo su peso propio como un voladizo de 121 metros que requiere mucho canto en empotramiento y grandes cantidades de acero activo.

Si la distribución es de 3 vanos se obtiene una distribución de pilas mucho más razonable acorde a la hidráulica de la sección. Ambas pilas se encuentran separadas del curso fluvial para un escenario hidrológico típico. La longitud de vanos tiene unos valores razonables que la



experiencia demuestra ser adecuados en esta tipología 66-110-66 metros). Se opta por considerar esta distribución en el puente primero

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

Puente empujado

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

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

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

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

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

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

2.6. Valoración de segunda fase

Para la valoración de las seis alternativas mencionadas en el apartado anterior, se busca un procedimiento donde la valoración de los razonamientos que conduzcan a la solución final esté lo mejor definida posible. Se trata en definitiva de elegir la mejor opción, aquella que mejor se adapte al entorno resolviendo de manera eficaz el problema planteado. Para ello se plantea realizar un PRESS, consistente en un sistema de elección multicriterio basado en comparación de alternativas en función de las puntuaciones dadas a las distintas características que los definen.

Para llevar a cabo esta segunda fase, se definen los criterios y variables que condicionan las distintas soluciones y se les aplica un peso que simboliza la "importancia relativa" que estas condiciones tienen en el cómputo global. Este peso es el mismo para todas las alternativas.

Posteriormente se aplica una puntuación a cada puente respecto del criterio a analizar y tras un algoritmo que queda más definido en el apartado correspondiente 2.6.1.1. Se obtiene un único resultado en el que se muestra cual es la solución mejor valorada.

La implementación de un sistema multicriterio como el PRESS, permite eliminar o, al menos, disminuir considerablemente la componente subjetiva en la toma de decisiones, esto se debe a que una puntuación, si bien es asignada de manera subjetiva puede verse compensada por exceso o por defecto gracias al resto de criterios. Además un sistema basado en la asignación de pesos con el que se puede dotar de mayor o menor importancia a algunos aspectos.

2.6.1. Método Press

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

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

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

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



2.6.1.1. Funcionamiento

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

Los pesos a considerar sobre los criterios son:

Peso = 10 Criterio muy importante

Peso = 7 Criterio importante

Peso = 5 Criterio indiferente

Peso = 3 Criterio poco importante

Peso = 1 Criterio nada importante

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

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

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

Figura 11-Matriz de valoración

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

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

Figura 12-Matriz normalizada

Donde:

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

Siendo:

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

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

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

Donde:

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

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

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

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

Se obtiene así:



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

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

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

El valor D_i representa hasta qué punto la alternativa “i” domina a todas las demás, mientras el valor d_i representa hasta qué punto la alternativa “i” es dominada por el resto.

Las alternativas con mayor índice PRES, en nuestro caso dado que hemos maximizado, son aquellas que se muestran dominantes frente al resto y por tanto óptimas.

2.6.1.2. Criterios y pesos

Funcionalidad

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

➤ **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 maneras:

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 Chelva. 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 Chelva, 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 Inadmisibles 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 Inadmisibles número de apoyos y juntas.

2.6.1.3. 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	Cajón prefabricado	Prefabricado en Artesa	Arco	Voladizos sucesivos	Extradadoso
Funcionalidad	Posibilidad de futura ampliación	7	7	7	3	3	3
	Eficiencia estructural (optimización de formas)	5	5	5	7	7	7
Construcción	Plazo de ejecución	7	7	7	3	5	5
	Simplicidad método constructivo	7	7	7	5	5	5
	Nº pilas (cimentación requerida)	3	3	3	10	7	7
	Acceso de elementos a la obra	3	3	3	10	10	10
	Pilas en el cauce	3	3	3	10	7	7



	Seguridad en la construcción	10	10	10	5	7	5
Integración en el entorno	Afección medio ambiental	7	7	7	5	5	5
	Aceptación social	5	7	7	10	7	5
	Afección visual al entorno	3	3	3	10	7	7
	Integración con el entorno presente	3	5	7	3	5	7
Estética	Diseño innovador	3	3	3	5	5	7
	Belleza arquitectónica	5	5	5	10	10	7
Economía	Relación coste/metro de tablero	7	7	7	5	5	5
	Coste mantenimiento	5	5	5	7	7	5
Durabilidad	Material	7	7	7	5	5	5
	Discontinuidades	3	3	3	7	10	7
	Protecciones de materiales (galvanización, chapas, inoxidable...)	5	5	5	5	5	7
	Penalizar numero de apoyos y juntas	3	3	3	7	10	10

Tabla 1- Asignación de pesos a los criterios

Con estas valoraciones a las distintas alternativas, se realizan los cálculos anteriormente mencionados en el apartado 2.7.1.1. Obteniéndose los siguientes resultados:

		Matriz normalizada						
		Alternativas						
		Peso sobre el total	I	II	III	IV	V	VI
Funcionalidad	0.142	0.60	0.60	0.60	0.50	0.50	0.50	
Construcción (plazos y métodos)	0.175	0.55	0.55	0.55	0.72	0.68	0.65	
Integración en el entorno	0.142	0.45	0.55	0.60	0.70	0.60	0.60	
Estética	0.113	0.40	0.40	0.40	0.75	0.75	0.70	
Economía	0.241	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.50	
Durabilidad	0.184	0.45	0.45	0.45	0.60	0.75	0.73	
	1.0	3.1	3.2	3.2	3.9	3.9	3.7	

Tabla 2-Matriz normalizada

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

Tabla 3-Matriz de dominación



Tipología	Puntuación obtenida
Prefabricado doble T	0,155
Cajón prefabricado	0,225
Prefabricado en artesa	0,287
Arco	4,677
Voladizos sucesivos	7,213
Extraadosado	1,699

Tabla 4- Resultados por alternativa.

Por tanto tras la valoración con el algoritmo Press la opción más recomendable es la construcción por **voladizos sucesivos**.

Es posible afirmar que este resultado se obtenido de un modo lo menos subjetivo posible, valorando y dotando de importancia relativa a cada uno de los criterios que se deben considerar a la hora de la ejecución de una estructura de esta magnitud.

2.7. Conclusión y comentarios.

La alternativa por voladizos sucesivos presenta algunas ventajas y desventajas respecto a otras; realizar el puente con tan solo dos pilas y con las proporciones que se han establecido para la solución por voladizos sucesivos, implica que las cimentaciones de las mismas no caigan en el cauce ni sean alcanzados por la avenida de proyecto del río Chelva para una avenida de proyecto de 100 años: (545,1 m³/s), sin embargo en las soluciones prefabricadas son necesarias tal cantidad de pilas que no es posible situarlas fuera del alcance de la avenida de proyecto de 100 años.

Respecto a las soluciones prefabricadas una solución por voladizos presenta una cantidad de neoprenos y juntas considerablemente inferior, pues donde las soluciones prefabricadas necesitan hasta 4 neoprenos por cada elemento prefabricado, la solución por voladizos sucesivos tan solo requiere en total 4 neoprenos en los estribos siempre y cuando se movilice el empotramiento directo en la cabeza de las pilas.

La facilidad de construcción es variable para cada tipo de construcción, en el caso de las soluciones "in situ" es más complejo por la necesidad de encofrados, trabajo por fases, mayor necesidad de elementos auxiliares... etc. Sin embargo las construcciones mediante prefabricadas con alturas de pila mayores a los 50 metros requieren de elementos para el izado

de vigas de dimensiones muy grandes, y la complejidad de posicionarlos en el fondo del valle. La solución mediante lanzador de viga no se plantea debido a que el número de vanos no es suficiente como para que este método sea económico

Por otra parte las soluciones prefabricadas presentan una mayor facilidad de ampliación en caso de necesidad, hecho que con las soluciones "in situ" no es posible, o es más complejo realizar un futuro aumento de carriles.

Las soluciones "in situ" generalmente son mejor aceptadas desde el punto de vista estético, especialmente en entornos urbanos,

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

Principalmente los factores decisivos para elegir las soluciones "in situ" frente a las prefabricadas son el menor número de pilas, la ausencia de discontinuidades y menor número de apoyos y la integración en el entorno.

Dentro de las soluciones fabricadas "in situ" se impone la solución en voladizos respecto a la solución arco en parte debido a que requiere una cimentación más sencilla que un arco, el cual con requiere terrenos competentes, presentes en el entorno en el que nos encontramos.

Del mismo modo respecto a la solución extradadosada, la solución por voladizos sucesivos está más difundida y estudiada en la actualidad, también requiere un mayor número de uniones entre los distintos elementos, pues tiene tirantes y los cables de pretensado son externos.

Realmente cualquiera de las 3 soluciones "in situ" podría ser una opción viable, pues todas encuentran solución a los principales problemas que se buscan salvar, una estética adecuada al entorno y la no disposición de pilas en el cauce.



3. BASES DE CÁLCULO

3.1. Normativa utilizada

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

3.1.1. Normas de acciones

[1] "Instrucción sobre las Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Carretera". I.A.P.

[2] "Norma de construcción Sismorresistente: parte general y edificación". NSCE-02 (Real Decreto 27 de septiembre de 2002).

[3] "Obras de paso de nueva construcción- Conceptos generales"

[4] "Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes" (NCSP-07)

3.1.2. Normas de construcción

[5] "Instrucción de Acero Estructural" E.A.E.

[6] "Instrucción de hormigón Estructural" EHE-08

3.1.3. Otros reglamentos

[7] "Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera"

[8] "recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carretera"

[9] "nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso"

3.2. Criterios de seguridad

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

Los estados límites se clasifican en:

- Estados límites de servicio
- Estados límites últimos

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

Se consideran los siguientes:

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

3.2.2. Estados Límite Último (E.L.U.)

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

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

3.3. Valores característicos de las acciones.

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

3.3.1. Valores característicos de las acciones permanentes

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

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

3.3.1.1. Peso propio

El peso propio de la estructura se obtiene considerando el peso específico del hormigón armado con un valor de 25 KN/m^3 , en este peso se incluye el peso de las barras de acero de armar

Se considera el peso específico del acero de pretensado $78,5 \text{ KN/m}^3$

3.3.1.2. Carga muerta

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

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

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



- Pavimento: empleando un espesor medio de 10 cm y un peso específico de 24 KN/m³, el peso sobre la estructura se considera de:

$$\text{Valor inferior } (G_{k, \text{inf}}) 0,1 \cdot 24 = 2,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

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

$$\text{Valor superior } (G_{k, \text{sup}}) 0,1 \cdot 24 = 3,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

3.3.1.3. Pretensado

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

Para la estimación de un primer valor del pretensado se realiza con la siguiente metodología.

Para el cálculo del pretensado se modeliza una estructura evolutiva mediante el software informático SAP 2000 v18. Esta modelización se realiza para cada una de las fases de avance, consideradas para cada una de las dovelas hormigonadas in situ. Existen un total de 10 fases hasta la clave central del vano principal. Más explicado en el apartado 5.2.3.7

La primera de las dovelas en voladizo tiene una longitud de 7 metros, mientras que el resto son de 5 metros, a excepción de la dovela de cierre de 2 metros.

Las cargas consideradas para el pretensado son aquellas acciones presentes durante la fase de construcción para la construcción del voladizo: sobrecarga durante la construcción, peso del carro de avance y peso propio. Los valores de estas cargas se definen en su apartado correspondiente (2.2.2.1.1).

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

El brazo mecánico a considerar para el cálculo de la fuerza de pretensado (P) será 0,8 H, siendo H la dimensión de la dovela central (5 metros). Además se considerarán unos factores, 0,8 y 0,9 para considerar de manera general los efectos de pérdida de pretensado debido a los efectos reológicos del hormigón, así como pérdidas de la fuerza del pretensado.

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

Fase 1ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -6911,92 KN·m

Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -257,25 KN·m

Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -350 KN·m

Momento total en el empotramiento: -7519,17 KN·m

Pretensado de las fases anteriores: 0 KN

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

$$P_{nec} = \frac{-7519,17}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 0 = 2610,82 \text{ KN}$$

Fase 2ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -19590,92

Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -756

Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -600

Momento total en el empotramiento: -20946,92

Pretensado de las fases anteriores: 2610,82

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

$$P_{nec} = \frac{20946,92}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 2610,82 = 4662,41 \text{ KN}$$

Fase 3ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -38106,47 KN·m

Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -1517,25 KN·m

Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -850 KN·m

Momento total en el empotramiento: -40473,72 KN·m

Pretensado de las fases anteriores: 7273,24 KN

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

$$P_{nec} = \frac{40473,72}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 7273,24 = 6780,14 \text{ KN}$$

Fase 4ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -61887,93 KN·m

Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -2541 KN·m

Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -1100 KN·m

Momento total en el empotramiento: -65528,93 KN·m

Pretensado de las fases anteriores: 14053,37 KN



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

$$P_{nec} = \frac{65528,93}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 14053,37 = 8699,73KN$$

Fase 5ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -90415,14 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -3827,25 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -1350 KN·m
 Momento total en el empotramiento: -95592,39 KN·m
 Pretensado de las fases anteriores: 22753,101 KN

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

$$P_{nec} = \frac{95592,39}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 22753,101 = 10438,7 KN$$

Fase 6ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -123198,3 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -5376 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a los carros de avance -1600 KN·m
 Momento total en el empotramiento. -130174,29 KN·m
 Pretensado de las fases anteriores: 33191,80 KN

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

$$P_{nec} = \frac{45078,6}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 33191,80 = 120007 KN$$

Fase 7ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -159807,81 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -388,5 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -1850 KN·m
 Momento total en el empotramiento: -168845,06 KN·m
 Pretensado de las fases anteriores: 45199,41 KN

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

$$P_{nec} = \frac{168845,06}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 45199,41 = 13427,36$$

Fase 8ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -199867,61 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -6291 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -2100 KN·m
 Momento total en el empotramiento: -211228,61 KN·m
 Pretensado de las fases anteriores: 58626,77 KN

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

$$P_{nec} = \frac{211228,61}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 58626,77 = 14716,49 KN$$

Fase 9ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -243037,7 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -11597,25 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -2350KN·m
 Momento total en el empotramiento: -256984,95KN·m
 Pretensado de las fases anteriores: 73343,26 KN

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

$$P_{nec} = \frac{256984,95}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 73343,26 = 15887,60 KN$$

Fase 10ª

Momento en el empotramiento debido al peso propio: -289207,36 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a la sobrecarga: -14196 KN·m
 Momento en el empotramiento debido a los carros de avance: -2600 KN·m
 Momento total en el empotramiento: -306003,36 KN·m
 Pretensado de las fases anteriores: 89230,87 KN

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

$$P_{nec} = \frac{306003,36}{0,8 \cdot 5 \cdot (0,8 \cdot 0,9)} - 89230,87 = 17020,31 KN$$



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.

La modelización de las acciones reológicas sobre la estructura se realiza calculando el incremento de temperatura equivalente a la deformación que estas acciones originan.

3.3.1.4.1. Fluencia

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

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

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

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

Donde:

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

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

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

$$\beta_E = 1.175 \quad E_{cm} = 30891,05 \text{ MPa}$$

Por lo que

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

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

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

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

Donde:

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

Donde 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 es la humedad media relativa del aire (70%)
- α_1 Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

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

En este caso $\alpha_1 = 0,80$

- α_2 Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_2 = \left[\frac{40}{f_{ck} + 8}\right]^{0,2} \leq 1$$

En este caso $\alpha_2 = 0,94$

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

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

En este caso: $\beta(f_{cm}) = 2,425$



- $\beta(t_{0i})$ es el 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 Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

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

En este caso $\alpha_3 = 0,854$

- e es el espesor de la pieza que se calcula como dos veces el área de la pieza partido por el perímetro de la misma

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

Dovela	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	½ central	Total
Longitud (m)	7	5	5	5	5	5	5	5	5	5	2	54
Deformación (mm) (79 días)	2,05	1,66	1,82	1,94	2,01	2,02	1,96	1,82	1,58	1,22	0,53	22,62
Deformación (mm) (156 días)	2,95	2,28	2,42	2,52	2,56	2,53	2,43	2,24	1,93	1,48	0,64	23,98
Deformación mm (t infinito)	5,95	4,52	4,72	4,83	4,84	4,72	4,47	4,06	3,45	2,62	1,13	45,31

Tabla 5- Resultados de la fluencia del hormigón

3.3.1.4.2. Retracción

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

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

La deformación por retracción por secado ($\epsilon_{ca}(t)$) se obtiene como el producto de:

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

Siendo:

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

Donde t es el valor en días desde que se hormigonó la pieza.

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

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

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

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

- K_e es un coeficiente que depende del espesor medio que se puede obtener en la Tabla 39.7.a de la normativa EHE-08: se toma el valor $K_e = 0,725$

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



Tabla 39.7.a
Valores del coeficiente k_e

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

Tabla 6- Valores de K_e

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.

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

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

Tabla 39.7.b
Coeficientes α_{ds1} y α_{ds2}

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

Tabla 7-Valores de los coeficientes α_{ds1} y α_{ds2}

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

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

Dovela	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	½ central	Total
Longitud (m)	7	5	5	5	5	5	5	5	5	5	2	54
Deformación (mm) (79 días)	0,64	0,44	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32	0,28	0,24	0,14	4,01
Deformación (mm) (156 días)	0,85	0,60	0,60	0,59	0,59	0,58	0,58	0,58	0,57	0,57	0,44	6,55
Deformación mm (t infinito)	2,04	1,46	1,47	1,47	1,48	1,49	1,50	1,51	1,52	1,53	1,23	16,70

Tabla 8-Resultados de la retracción del hormigón

Por tanto, la deformación por retracción y fluencia queda:

$$2 \cdot (16,7 + 45,31) - (6,55 + 23,98) - (4,01 + 22,62) = 71,89mm$$

3.3.1.5. Empuje del terreno

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

3.3.1.6. Asientos del terreno de cimentación

No se consideran asientos en el terreno de cimentación.

3.3.1.7. Rozamiento de apoyos deslizantes

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

3.3.2. Valores característicos de las acciones variables.

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

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

3.3.2.1. Sobrecarga de uso.

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

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

Para el cálculo de las acciones debidas a la sobrecarga de uso se emplea el modelo de carga definido en el apartado 4.1 de la norma IAP-11. Este modelo ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m según (UNE-EN 1991-2), la consideración de este modelo



cuando la carga se extiende a una longitud mayor como es este caso concreto estará del lado de la seguridad según dicha norma.

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

3.3.2.1.1. Fuerzas verticales

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

TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

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

Tabla 9. Definición de los carriles virtuales

Debido a que el ancho de la plataforma disponible para el tránsito rodado es de 9 metros, el número de carriles virtuales (n_v) = 3. No hay área remanente

No existen medianas y no hay plataformas separadas.

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

- Un vehículo pesado modelizado como un vehículo de 2 ejes de 1,2 metros de longitud y separados entre sí una distancia de 2 metros. La carga de cada eje está considerada de 300 KN. Este vehículo puede variar su posición en el tablero para el cálculo de esfuerzos más desfavorables.
- Una sobrecarga uniforme de valor 9 KN/m² actuante sobre todo el carril virtual.

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

- Un vehículo pesado modelizado como un vehículo de 2 ejes de 1,2 metros de longitud y separados entre sí una distancia de 2 metros. La carga de cada eje está considerada de 200 KN. Este vehículo puede variar su posición en el tablero para el cálculo de esfuerzos más desfavorables.
- Una sobrecarga uniforme de valor 2,5 KN/m² actuante sobre todo el carril virtual.

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

- Un vehículo pesado modelizado como un vehículo de 2 ejes de 1,2 metros de longitud y separados entre sí una distancia de 2 metros. La carga de cada eje está considerada de 100 KN. Este vehículo puede variar su posición en el tablero para el cálculo de esfuerzos más desfavorables.
- Una sobrecarga uniforme de valor 2,5 KN/m² actuante sobre todo el carril virtual.

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

- Durante la construcción de la estructura, para el cálculo de la fuerza de tesado se considera una carga de 100 Kg/m² repartida uniformemente en todo el tablero, esta carga actuará en todo el área para cualquier fase de la construcción

-Para la fase de construcción se considera, además, una carga puntual de 5 toneladas aplicada en el borde de cada dovela, dependiendo de la fase constructiva, que simboliza el paso del carro de avance en cada fase constructiva.

3.3.2.1.2. Fuerzas horizontales.

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

3.3.2.1.2.1. Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales.

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

3.3.2.1.2.2. Fuerzas de frenado y arranque.

El frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, dará lugar a una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera.

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

El valor de esta acción será igual a:

$$180KN < Q_{ik} = 360 + 2,7 \cdot L < 900KN$$

Siendo L la longitud entre juntas (242 metros) $Q_{ik} = 900 KN$



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 periodo de retorno de 100 años.

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

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

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

Siendo:

- C_{dir} = factor direccional del viento cuyo valor es 1
- C_{season} = factor estacional del viento cuyo valor es 1
- $V_{b,0}$ = velocidad básica fundamental del viento en m/s según la figura 1.2 = 26 m/s



Figura 13. Mapa de isostácas

$V_b = 26$ m/s

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

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

Donde:

- $V_b = 26$ m/s

- C_{prob} Se puede considerar 1,04 según la norma para un periodo de 100 años

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

$V_B(100)$ Es por tanto 27,04 m/s

La velocidad media del viento $v_m(z)$ a una altura z sobre el terreno depende de la rugosidad del terreno, de la topografía y de la velocidad básica del viento (V_b), se determina con la fórmula

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

Siendo:

- $v_b(T) = 27,04$ m/s
- C_o = factor de topografía, al estar situado en un valle y ante la probabilidad de encauzamiento del viento actuante sobre el puente se toma el valor 1,1.
- Para el valor de $c_r(z)$ que parametriza el factor de seguridad, es necesario determinar el tipo de entorno en el que se encuentra el puente. Se considera el Tipo II: zona rural con vegetación baja y obstáculos aislados, (árboles, construcciones pequeñas, etc.), con separaciones de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.
- En el tipo de entorno II, Z_{min} tiene un valor de 2 metros, menor que la Z que indica la altura del punto de aplicación del empuje de viento respecto del terreno o respecto del nivel mínimo del agua bajo del puente en metros. Se considera de manera aproximada, en su caso más desfavorable 61,5 metros

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

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

Donde:

- k_r es el factor del terreno que según la tabla 1.2 para el terreno tipo II corresponde a 0,190.
- z_0 Es la longitud de la rugosidad que según la tabla 1.2 para el terreno tipo II corresponde a 0,05



$$c_r(z) = 0,190 \cdot \ln \frac{61,5}{0,05} = 1,352$$

Obteniendo así la velocidad media del viento:

$$v_m(z) = 1,352 \cdot 1,1 \cdot 27,04 = 40,26 \text{ m/s}$$

3.3.2.2.1. Empujes sobre el tablero

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

3.3.2.2.1.1. Empuje horizontal transversal al tablero

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

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

Donde:

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

El resto variables han sido definidos anteriormente.

$$c_e(z) = 0,190^2 \left[1,1^2 \ln^2 \left(\frac{61,5}{0,05} \right) + 7 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot \ln \left(\frac{61,5}{0,05} \right) \right] = 4,1888$$

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

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

Siendo:

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

- La h_{eq} se tomará como los 5 metros de máximo alto de la sección del tablero en su sección de empotramiento más 2 metros debido al efecto barrera de la sobrecarga de uso según el apartado 4.2.3 de la norma IAP-11

$$c_{f,x} = 2,5 - 0,3 \left(\frac{10,5}{7} \right) = 2,05$$

Sobre este valor se puede aplicar una reducción del 7% (0,5% por cada grado de inclinación de las almas) y se obtiene $c_{f,x} = 1,907$

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 $860 + 2 \cdot 242 = 1344 \text{ m}^2$

El valor 860 m^2 ha sido obtenido de manera gráfica.

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 $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$:

$$F_W = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 4,1888 \cdot 2,05 \cdot 1344 = 4903 \text{ kN}$$

$F_W = 4903 \text{ KN}$, es decir $20,26 \text{ KN/m}$ repartidos en una carga lineal en el borde del tablero.

3.3.2.2.1.2. Empuje provocado por el viento longitudinal

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

3.3.2.2.1.3. Empuje vertical

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

3.3.2.2.2. Empujes sobre las pilas

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



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

El coeficiente de fuerza se puede ver minorado por un factor reductor en función de un posible redondeo en las esquinas de la sección. En este caso no presenta dicha reducción, el coeficiente de fuerza por tanto queda 1,87 según la tabla 4.2-b donde la dimensión media de B equivale a 4,925 metros y H a 2,65 metros. La relación entre B y h es 1,85.

	$\frac{B}{h}$								
	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$	
c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9	
	$c_f = 1,4$		 sección circular con superficie lisa y tal que: $\phi v_b(T) \sqrt{c_s(z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$			sección circular con superficie rugosa ⁽⁷⁾ , o lisa tal que: $\phi v_b(T) \sqrt{c_s(z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$			
	$c_f = 1,8$		$c_f = 1,6$		$c_f = 1,45$		$c_f = 1,3$		
	$c_f = 1,8$		$c_f = 2,2$			$c_f = 2,0$			

Tabla 10- Tabla para la obtención del coeficiente de fuerza

- $V_B(100)$ 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: 87 m² (obtenido gráficamente)
- El área de referencia de la segunda pila en el sentido del avance de los PK es: 117,87 m² (obtenido gráficamente)
- $c_e(z) = 4,1888$ Como se ha determinado para el tablero.

$$F_W = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 4,1888 \cdot 1,87 \cdot 87 = 311,42 \text{ kN}$$

La fuerza del viento que afecta a la primera pila es de 311,42KN, que distribuidos sobre los 38,0875 metros de pila equivale a 8,94 KN/m

$$F_W = \left[\frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 27,04^2 \right] \cdot 4,1888 \cdot 1,87 \cdot 117,87 = 422 \text{ kN}$$

La fuerza del viento que afecta a la segunda pila es de 422 KN, que distribuidos sobre los 47,8975 metros de pila equivale a 9,44 KN/m

3.3.2.2.3. Efectos aeroelásticos

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

- Luz inferior a 200 metros en puentes.

En el caso que nos ocupa la luz entre pilas es de 110 metros

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

En el caso del puente 1, asemejándolo a una viga biapoyada con voladizos en los extremos y suponiendo un peso propio constante, los momentos flectores nulos se encuentran a 0,2 veces la luz del vano central.

Por tanto: $110 - 0,4 \cdot 110 = 66$ metros.

Suponiendo un canto mínimo de 2,5 metros: $2,5 \cdot 30 = 75$ metros > 66 metros.

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

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

$66/10 < 10,5$ Por lo tanto se cumple la tercera condición.

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



3.3.2.3. Acción térmica.

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

3.3.2.3.1. Acciones térmicas en el tablero

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

3.3.2.3.1.1. Componente uniforme

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

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

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

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

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

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 según la figura 4.3-b considerando la altura de Chelva 475 msnm

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

Por lo que:

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

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



Figura 14 - Zonas climáticas de invierno

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

Tabla 11-temperatura mínima anual del aire °C

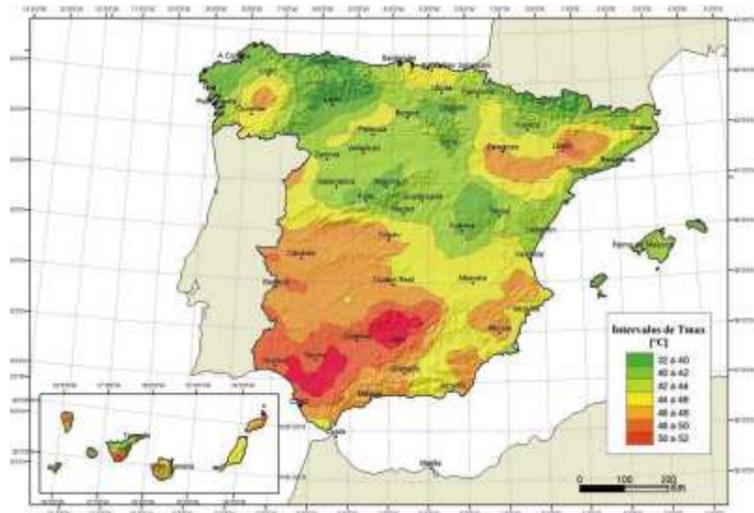


Figura 15- isotermas de la temperatura máxima anual del aire

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

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

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

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

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

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

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

Tabla 12- ΔT

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

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

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

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

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

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

Para el dimensionamiento de los apoyos se considerarán $15 \text{ } ^\circ\text{C}$, más en la variación de temperatura.

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

3.3.2.3.1.2. Componente de la diferencia de temperatura vertical

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

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

Tabla 13- valores de variación de temperatura

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 100 mm. y tipo de tablero 3 (Hormigón)



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

⁽¹⁾ Estos valores representan valores límite superiores para superficies de color oscuro.

Tabla 14- factor de corrección del incremento de temperatura de la fibra superior

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

Fibra superior más caliente:

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

Fibra superior más fría:

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

3.3.2.3.1.3. 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

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

Tabla 15- Diferencia transversal de temperatura entre las caras externas del tablero

3.3.2.3.1.4. Combinación de acciones térmicas

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

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

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

3.3.2.3.1.5. Acciones térmica en pilas

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

3.3.2.4. Nieve

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

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

Siendo s_k el valor característico de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, definido en la tabla 4.4-a de la norma IAP-11. Según la altitud de Chelva de 475 metros sobre el nivel del mar, por seguridad se asemeja a 500 metros. Y la zona climática 5 definida en el apartado 1.2.3, queda el valor s_k igual a 0,4 KN/m²

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

Tabla 16- Valor característico de la sobrecarga de nieve

Finalmente el valor característico de la sobrecarga de nieve (q_k) es 0,32 KN/m²

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.

3.3.2.5. Valores característicos de acciones accidentales

No se considera esta acción.

3.3.3. Solicitaciones sísmicas.

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

$$a_b < 0,04g$$

En el caso de la provincia de Chelva $a_b < 0.4$ según la figura 1.1 por lo que no se tienen en consideración las solicitaciones derivadas de un sismo.

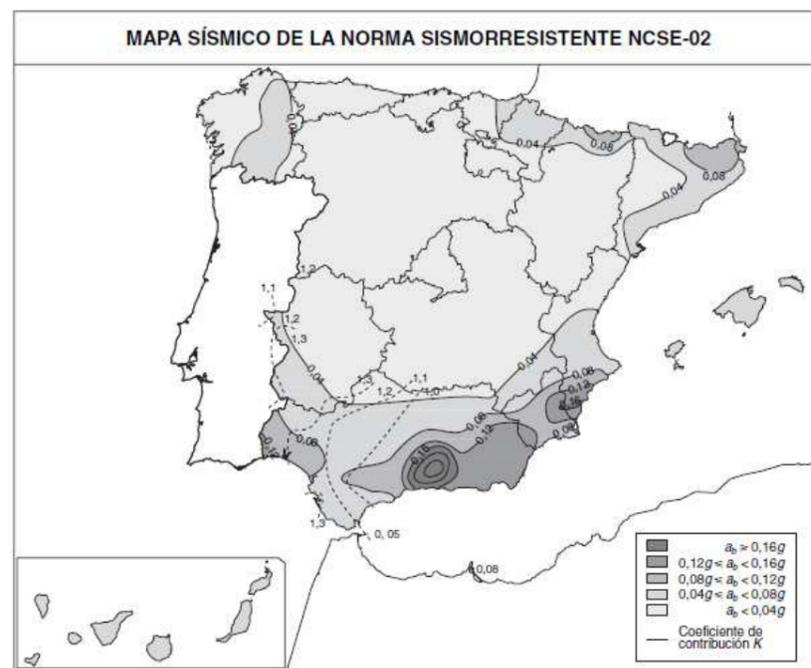


Figura 1.1 Mapa sísmico de la norma sismorresistente

3.4. Valores representativos de las acciones.

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

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

3.4.1. Acciones permanentes (G)

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

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

3.4.2. Acciones permanentes de valor no constante (G)

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

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

3.4.3. Acciones variables (Q)

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, que ha sido definido en 3.3
- 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 (tabla 8) 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_{Snk}	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 17. Factores de simultaneidad ψ

3.4.4. Acciones accidentales (A)

No se considera en este proyecto las acciones accidentales

3.5. Valor de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial 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 últimos (E.L.U.)

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

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

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

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

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



TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES 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 / 1,2 ⁽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
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 $\gamma_{G,1} = 1,2$ será de aplicación al pretensado P₁ en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tasar.
- (2) El coeficiente $\gamma_{G,1} = 1,3$ se aplicará al pretensado P₁ en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
- (3) El coeficiente $\gamma_{G,1} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G,1} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

Tabla 18. Coeficientes parciales (ELU)

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

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

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
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 pretensas, los coeficientes parciales son 0,95 y 1,05 para efecto favorable y desfavorable, respectivamente.

Tabla 19. Coeficientes parciales (ELS)

3.6. Combinación de acciones

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

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

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

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

Donde:

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



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

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

Se han tenido en cuenta las siguientes prescripciones:

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

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

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

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

- Combinación característica (poco probable o rara):

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

- Combinación frecuente, siguiendo la expresión:

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

- Combinación casi-permanente:

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

Siguiendo los coeficientes explicados con anterioridad.



4. MATERIALES.

4.1. Hormigón

Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características:

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

Módulo de elasticidad:

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

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

Siendo:

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

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

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

s parámetro función del tipo de cemento:

0,25 para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal

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

4.2. Acero de armar

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

Para todos los elementos se considera acero B 500 SD.

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

Se toma $E_s = 2 \times 10^7$ kN/m².

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

4.4.1. Control de materiales

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

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

4.4.2. Control de la ejecución

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

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

4.4.3. Niveles de control

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

- Acero de armar

Todos los casos: Normal

- Hormigón

Todos los casos: Estadístico



➤ Ejecución del pretensado

Todos los casos: Intenso

➤ Ejecución

Todos los casos: Intenso

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

4.4.4. Coeficientes parciales de seguridad para la resistencia

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

Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia adoptados son:

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



5. MODELO DE CÁLCULO

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

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

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

Con este programa se modeliza el tablero y las pilas, así como los apoyos sobre los que se sustenta, se emplea para la obtención de todos los esfuerzos y reacciones debidos a las sobrecargas.

5.1.2. Sap2000v18

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

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

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

Las diversas herramientas de análisis y los procesos desarrollados en SAP2000 permiten la evaluación de grandes desplazamientos en cada etapa de la estructura, el análisis modal a través de los vectores propios Eigen y Ritz basados en casos de carga no lineales, el análisis del comportamiento catenaria en cables, la no linealidad del material y de los objetos de área no lineales, el análisis de pandeo o colapso progresivo y rigidez multilínea o plástica entre

nudos, y finalmente, la secuencia constructiva. Los análisis no lineales pueden ser estáticos y/o en función del tiempo, con opciones para análisis dinámico.

Con este programa se modeliza el tablero y las pilas, así como los apoyos sobre los que se sustenta, se emplea para la obtención de todos los esfuerzos y reacciones debidos a las acciones del pretensado y el peso propio

5.1.3. Cype ingenieros

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

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

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

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

Con este programa se modelizan los estribos para el cálculo de su respectivo armado y las comprobaciones geotécnicas.

5.1.4. Prontuario informático de la EHE-08

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

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

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

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

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



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

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

Con este programa se realizan los cálculos seccionales para las distintas secciones del tablero y de las pilas.

5.1.5. Hoja de cálculo

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

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

5.2. Definición del modelo

5.2.1. Definición de los materiales.

Se define el Hormigón para las pilas:

The screenshot shows the 'General Data' section with 'Material Name and Display Color' set to 'C30/37 pilas' and 'Material Type' set to 'Concrete'. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 24.9926 and 'Mass per Unit Volume' as 2.5485, with units set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (33000000), 'Poisson' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1.000E-05), and 'Shear Modulus, G' (13750000). The 'Other Properties for Concrete Materials' section shows 'Specified Concrete Compressive Strength, f_c' as 30000 and 'Lightweight Concrete' as unchecked.

Figura 16-Definición del hormigón para pilas

Se define el hormigón para el tablero:

The screenshot shows the 'General Data' section with 'Material Name and Display Color' set to 'C40/50 (Tablero)' and 'Material Type' set to 'Concrete'. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 24.9926 and 'Mass per Unit Volume' as 2.5485, with units set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (35000000), 'Poisson' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1.000E-05), and 'Shear Modulus, G' (14583333). The 'Other Properties for Concrete Materials' section shows 'Specified Concrete Compressive Strength, f_c' as 40000 and 'Lightweight Concrete' as unchecked.

Figura 17-Definición del hormigón para el tablero.



Se define el acero para el armado con peso propio cero ya que se ha considerado en el peso del hormigón armado.

The screenshot shows the 'General Data' section with 'Material Name and Display Color' set to 'Rebar' and 'Material Type' set to 'Rebar'. The 'Weight and Mass' section has 'Weight per Unit Volume' set to 0 and 'Mass per Unit Volume' set to 0. The 'Uniaxial Property Data' section has 'Modulus of Elasticity, E' set to 1.999E+08, 'Poisson' set to 0, and 'Coefficient of Thermal Expansion, A' set to 1.170E-05. The 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'.

Figura 18-Definición del acero de armado

Se define el acero de pretensado con las propiedades que proporciona el software SAP v18 con un tendón de límite elástico 1860 Mpa.

The screenshot shows the 'General Data' section with 'Material Name and Display Color' set to 'Tendon' and 'Material Type' set to 'Tendon'. The 'Weight and Mass' section has 'Weight per Unit Volume' and 'Mass per Unit Volume' both set to 0. The 'Uniaxial Property Data' section has 'Modulus of Elasticity, E' set to 1.965E+08, 'Poisson' set to 0, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' set to 1.170E-05, and 'Shear Modulus, G' set to 0. The 'Other Properties for Tendon Materials' section has 'Minimum Yield Stress, Fy' set to 1689905.2 and 'Minimum Tensile Stress, Fu' set to 1861584.6. The 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'.

Figura 19-Definición del acero de pretensado.

5.2.2. Definición de los elementos

5.2.2.1. Tablero

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

Las dimensiones consideradas son las mostradas en los planos de este documento.

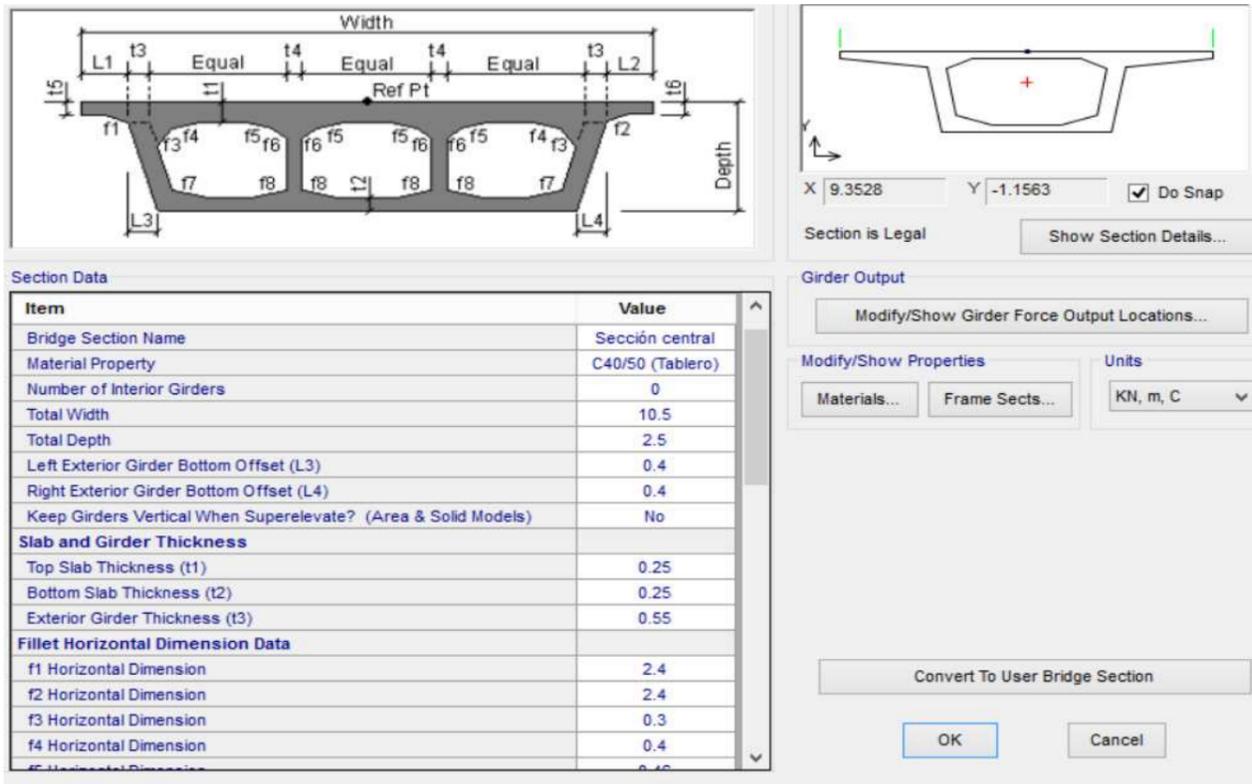


Figura 20-Definición del tablero.

La parábola que describe la losa inferiores la definida en planos. Vease plano 5.1.3.4:

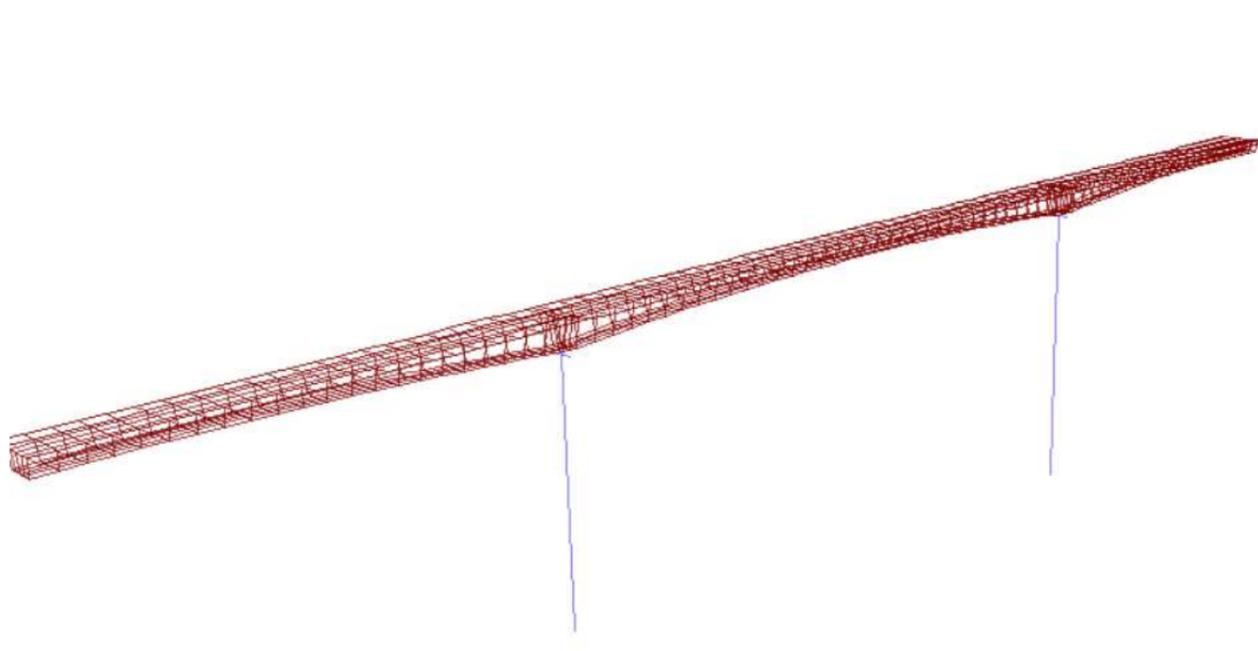


Figura 21-Definición del tablero.

Se definen también diafragmas de 2 metros de espesor en el interior de tablero en las secciones que se encuentran en los estribos, así como en las secciones en cabeza de pila.

5.2.2.2. Pilas

La pila se modeliza mediante su sección media en el editor de secciones y se le proporciona la longitud requerida.

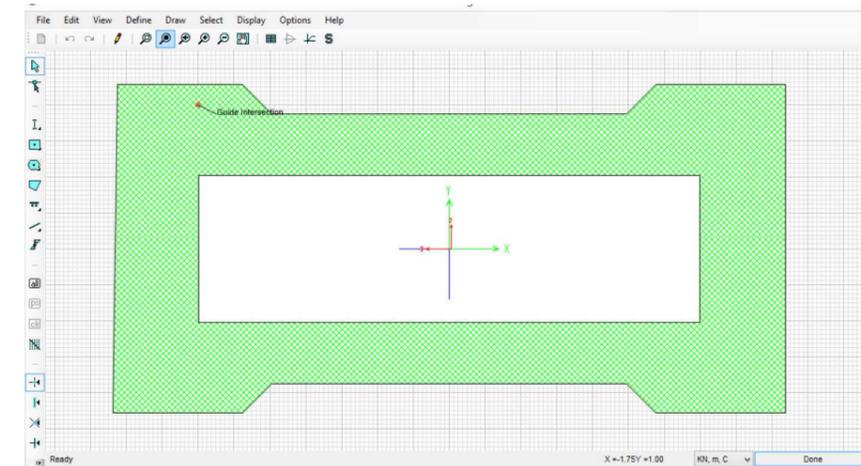


Figura 22-Sección de las pilas

Se le proporciona la misma sección a ambas pilas.

La pila 1 tiene una altura de:

La pila 2 tiene una altura de:

5.2.2.3. Vinculaciones

Las pilas se empotran al tablero, para ello se solidarizan los movimientos entre la cabeza de la pila y el tablero.

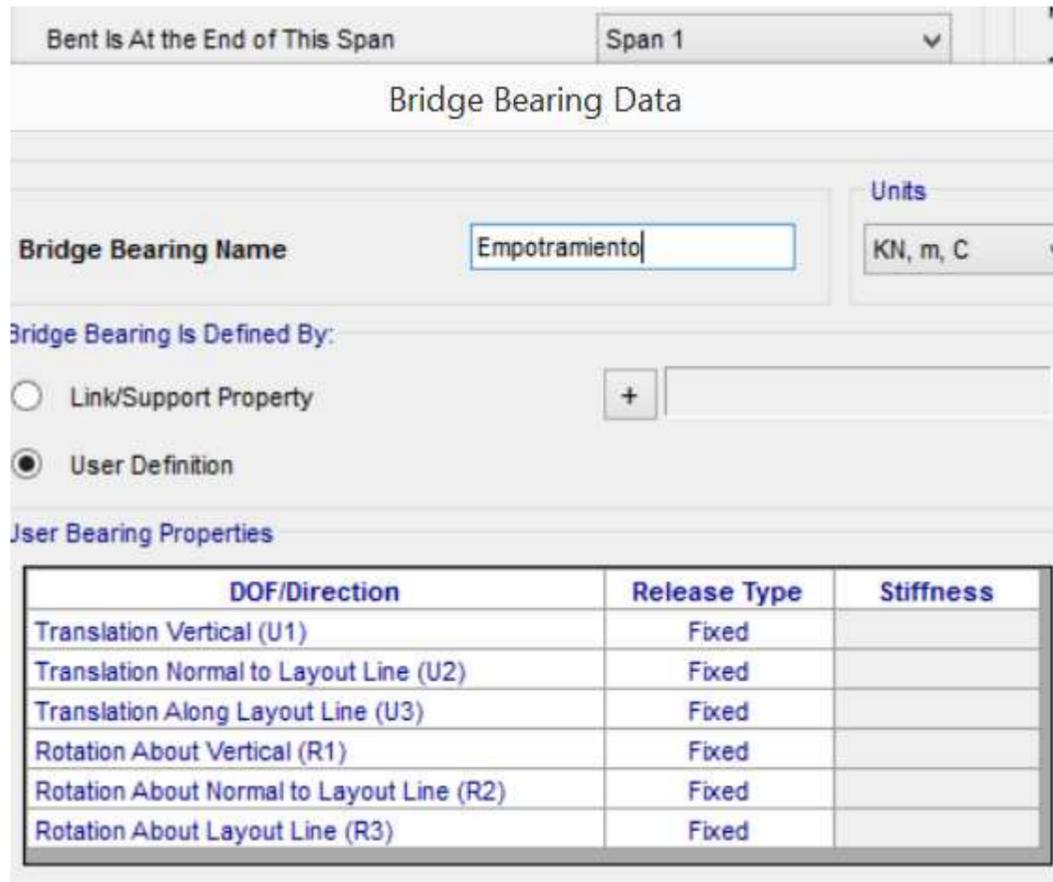


Figura 23-Vinculación pila-tablero.

Para el apoyo considerado en los estribos se calcula el neopreno necesario en el apartado 6.5 y modeliza como un apoyo que permite los giros pero se modeliza como un muelle con un coeficiente de rigidez calculado en el apartado correspondiente 6.5.

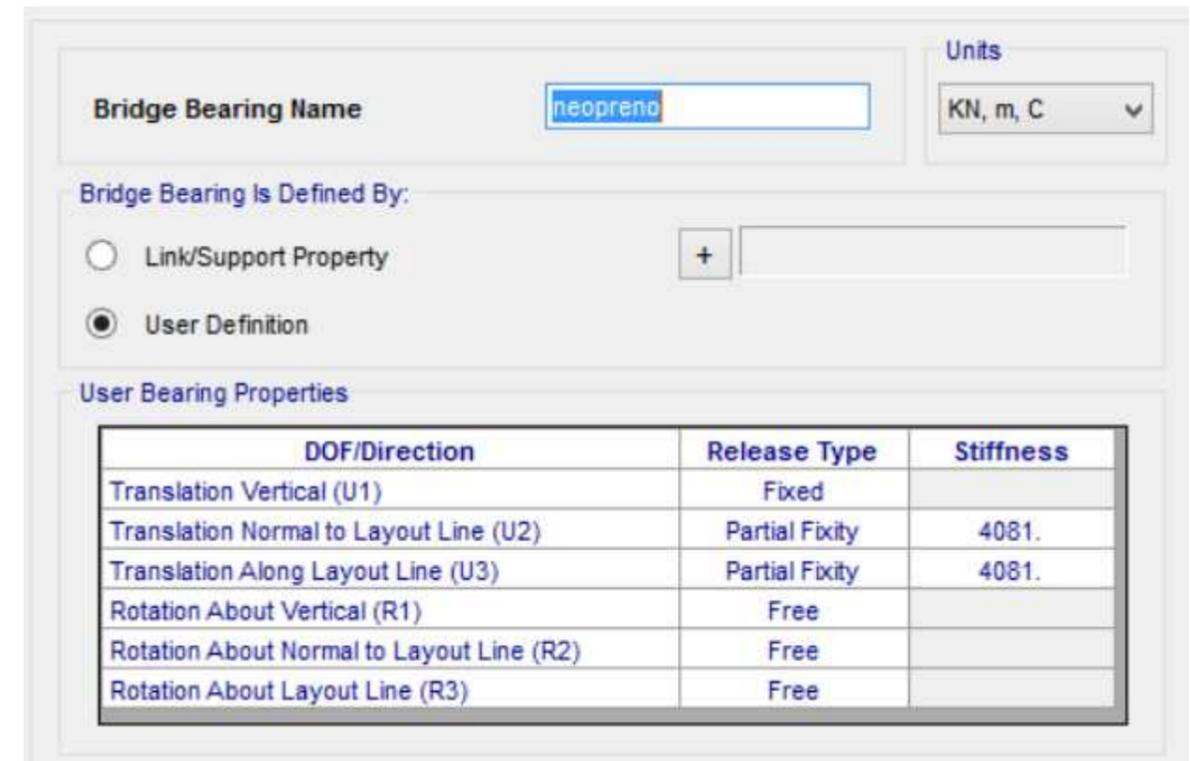


Figura 24-Modelización del neopreno.

5.2.3. Definición de la acciones

5.2.3.1. Carga del pavimento

La carga muerta debido al pavimento se aplica sobre todo el tablero en dirección gravitatoria salvando los 0,75 metros a cada lado de la sección destinados a la colocación de los pretilas. El valor característico considerado para esta acción son 2,4 kN/m². La carga se ha definido con el nombre "pavimento"

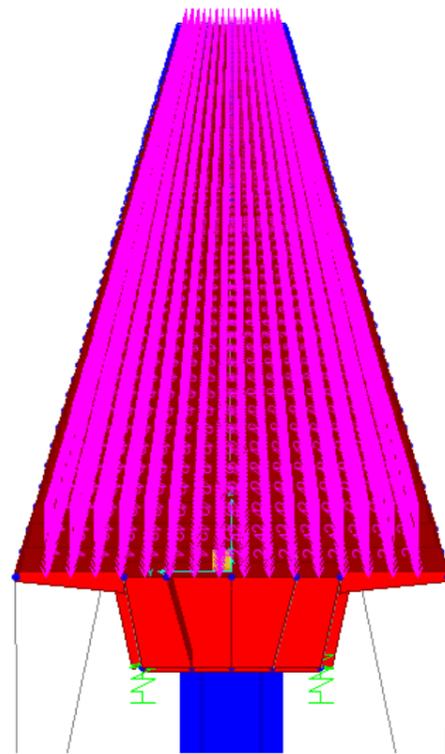


Figura 25-Carga del pavimento

5.2.3.2. Carga de los pretiles

La carga muerta debida a los pretiles laterales se aplica en la sección más desfavorable, esto es, actuante en el extremo de la sección como una carga lineal de 5,7 Kn/m. La carga recibe el nombre de “pretiles”

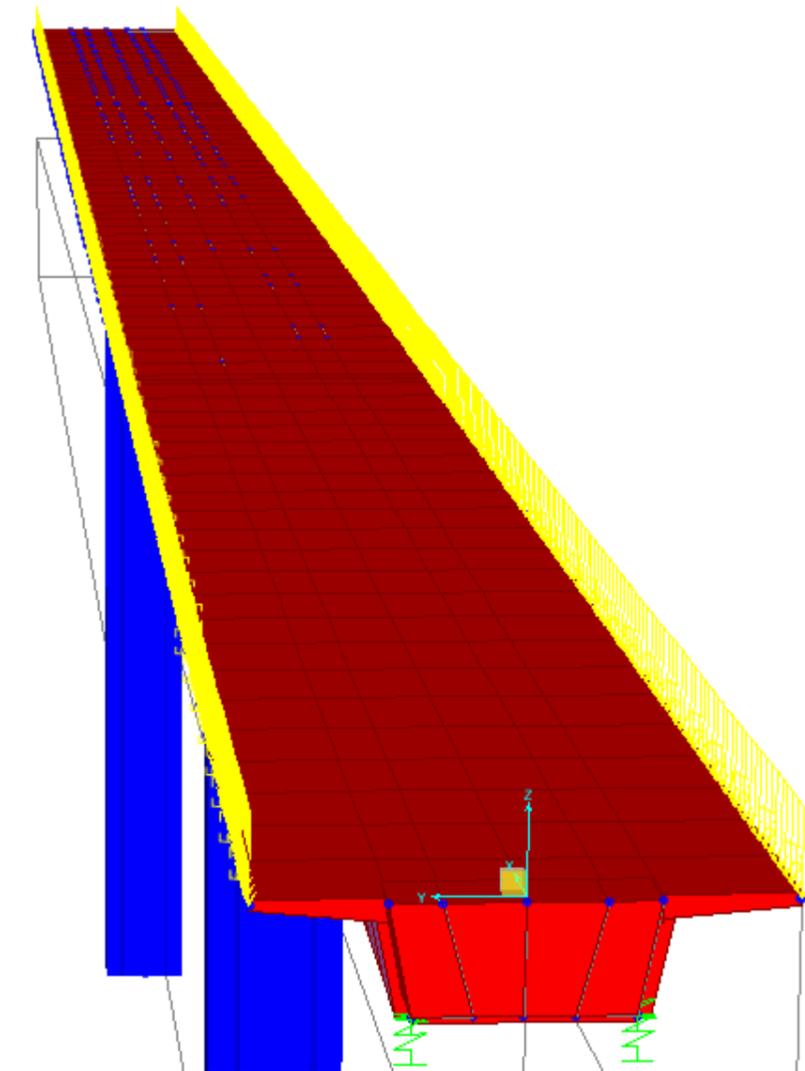


Figura 26-Acción de los pretiles.

5.2.3.3. Sobrecarga de uso

Se definen los carriles virtuales sobre los que actúan las sobrecargas de uso, de 3 metros de anchura cada uno, dejando 0,75 metros destinados a la colocación de los pretiles en los extremos de la sección

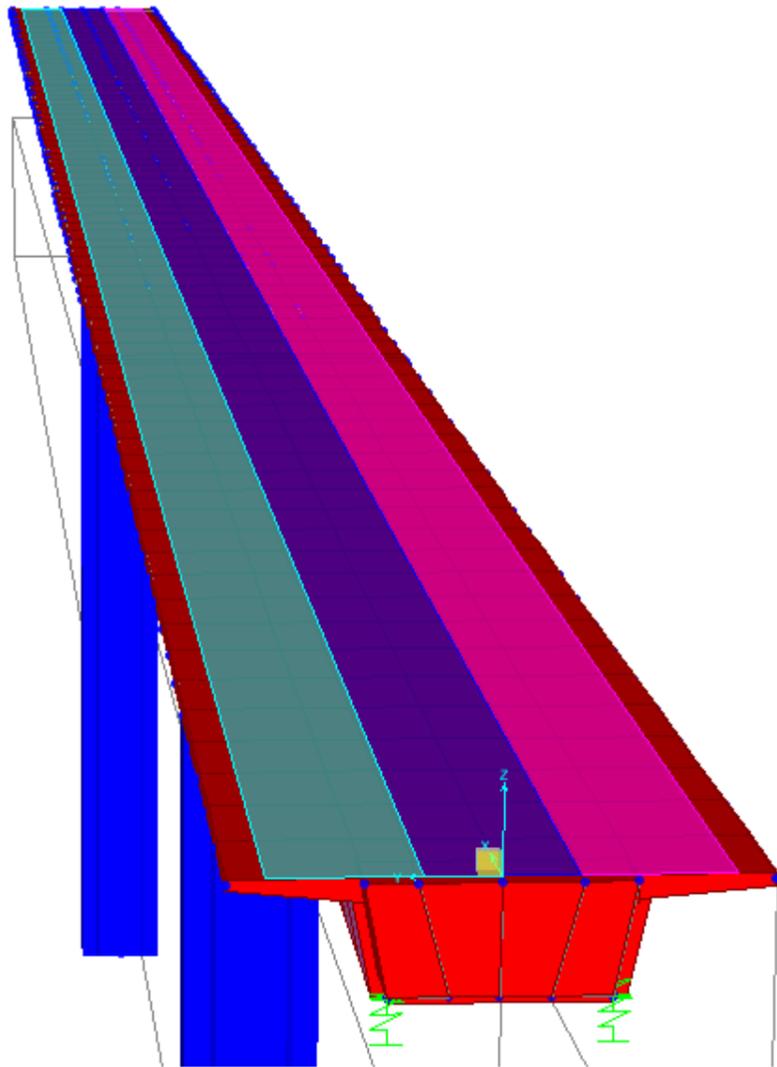


Figura 27-Carriles virtuales.

La situación de las cargas de los carriles virtuales son variables en la longitud del puente, la modelización es la que sigue:

El carril virtual 1 se modeliza con un vehículo de 2 ejes con una carga de 300 KN por eje, separadas longitudinalmente 1,2 metros y transversalmente 2 metros. En el modelo informático recibe el nombre "truck 1"

Vehicle Name: truck 1
 Notes: Notes...
 Units: KN, m, C
 Source: User Defined
 Length Effects: Axle: None, Uniform: None
 Vehicle Location in Lane: Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Vehicle Data - Vertical Loading

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		300.	Two Points	2.

Figura 28-Definición del vehículo en el carril virtual 1

Además se le añade una sobrecarga uniforme de 9 KN actuante o no en todo el área del carril. Esta carga recibe el nombre de "distribuida 1"



Vehicle Name: distribuida 1
 Notes: Notes...
 Units: KN, m, C

Source: User Defined
 Convert to User Defined

Length Effects:
 Axle: None
 Uniform: None

Vehicle Location in Lane:
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.	Lane Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		9.	Lane Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		9.	Lane Width				

Figura 29-Definición de la sobrecarga en carril virtual 1

El carril virtual 2 se modeliza con un vehículo de 2 ejes con una carga de 200 KN por eje, separadas longitudinalmente 1,2 metros y transversalmente 2 metros. En el modelo informático recibe el nombre "truck 2"

Vehicle Name: truck 2
 Notes: Notes...
 Units: KN, m, C

Source: User Defined
 Convert to User Defined

Length Effects:
 Axle: None
 Uniform: None

Vehicle Location in Lane:
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		200.	Two Points	2.

Figura 30-Definición del vehículo en el carril virtual 2

Además se le añade una sobrecarga uniforme de 2,5 KN actuante o no en todo el área del carril. Esta carga recibe el nombre de "distribuida 2"



Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		2.5	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		2.5	Zero Width				

Figura 31-Definición de la sobrecarga en carriles virtuales 2 y 3

El carril virtual 3 se modeliza con un vehículo de 2 ejes con una carga de 100 KN por eje, separadas longitudinalmente 1,2 metros y transversalmente 2 metros. En el modelo informático recibe el nombre "truck 3"

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		100.	Two Points	1.2
Fixed Length	1.2		0.	Zero Width		100.	Two Points	1.2

Figura 32-Definición del vehículo en el carril virtual 3

La sobrecarga actuante en el carril virtual 3 es idéntica a la sobrecarga 2, por tanto no requiere una nueva definición.

5.2.3.4. Acciones reológicas

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

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

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

Siendo:

- ΔL el incremento de longitud calculado para las acciones reológicas en el apartado 3.3.1.4.= -0,07139 metros.
- $L = 110$ metros.

➤ α es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón: 10^{-5} C^{-1}

Con esto el incremento térmico queda como $-64,9 \text{ }^\circ\text{C}$ aplicado en toda la longitud del puente.

Esta acción térmica queda definida con el nombre de “term/reolog”

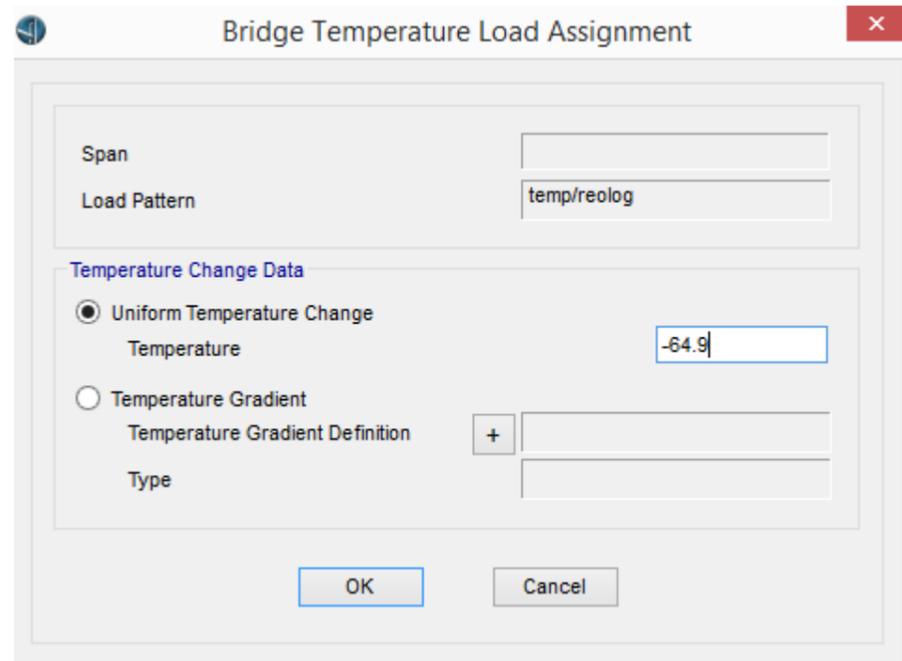


Figura 33-Acciones reológicas

5.2.3.5. Acción térmica

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

5.2.3.5.1. Variación uniforme

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

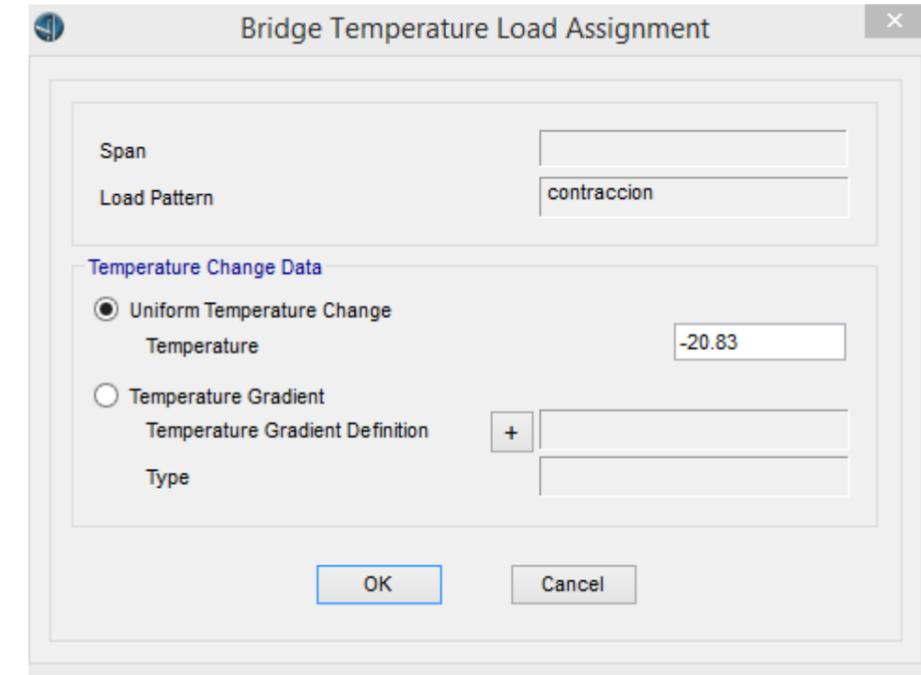


Figura 34-Acción térmica, contracción

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

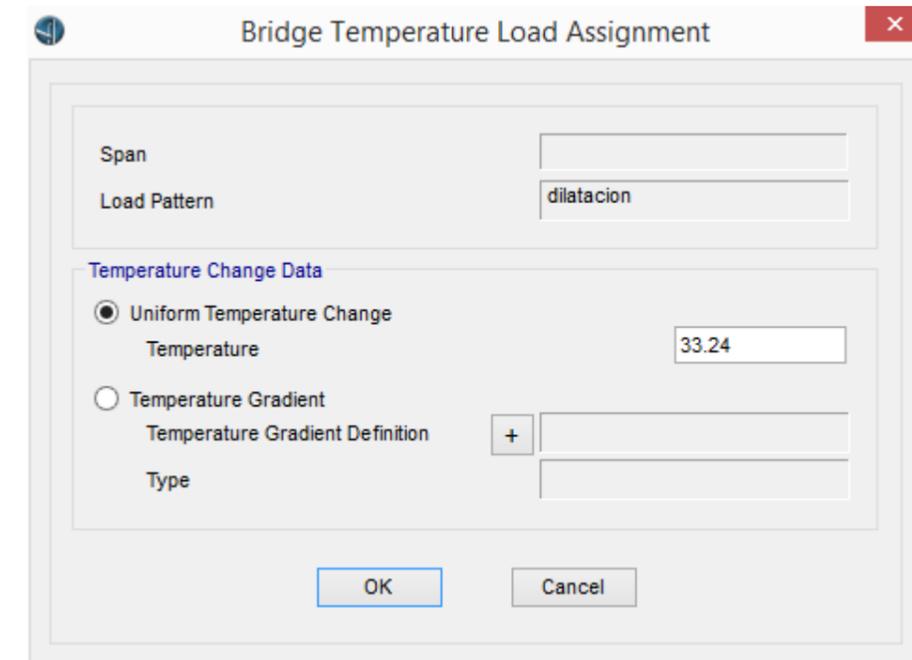


Figura 35-Acción térmica, dilatación



5.2.3.5.2. Variación por gradiente

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

The screenshot shows the 'Temperature Gradient Name' dialog box. The name is 'gradiente1' and units are 'KN, m, C'. The 'Temperature Gradient Type' is set to 'User'. Under 'General User - 1 Specified Distances', a diagram shows a trapezoidal cross-section with 'Depth of Superstructure' and 'd1' indicated. The 'Temperature Difference Data' section shows 'Number of Specified Distances' as 1, 'This Distance May Vary' as 1, and 'Include These Temperature Difference Values' as 'Positive Only'. The 'd1' value is 'May Vary', 'T1 Positive' is 7, 'T1 Negative' is 0, 'T2 Positive' is 0, and 'T2 Negative' is 0.

Figura 36-Definición de gradiente 1

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

The screenshot shows the 'Temperature Gradient Name' dialog box. The name is 'gradiente2' and units are 'KN, m, C'. The 'Temperature Gradient Type' is set to 'User'. Under 'General User - 1 Specified Distances', a diagram shows a trapezoidal cross-section with 'Depth of Superstructure' and 'd1' indicated. The 'Temperature Difference Data' section shows 'Number of Specified Distances' as 1, 'This Distance May Vary' as 1, and 'Include These Temperature Difference Values' as 'Positive Only'. The 'd1' value is 'May Vary', 'T1 Positive' is 0, 'T1 Negative' is 0, 'T2 Positive' is 5, and 'T2 Negative' is 0.

Figura 37-Definición de gradiente 2

5.2.3.6. Viento

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

En el caso del viento del lado derecho:

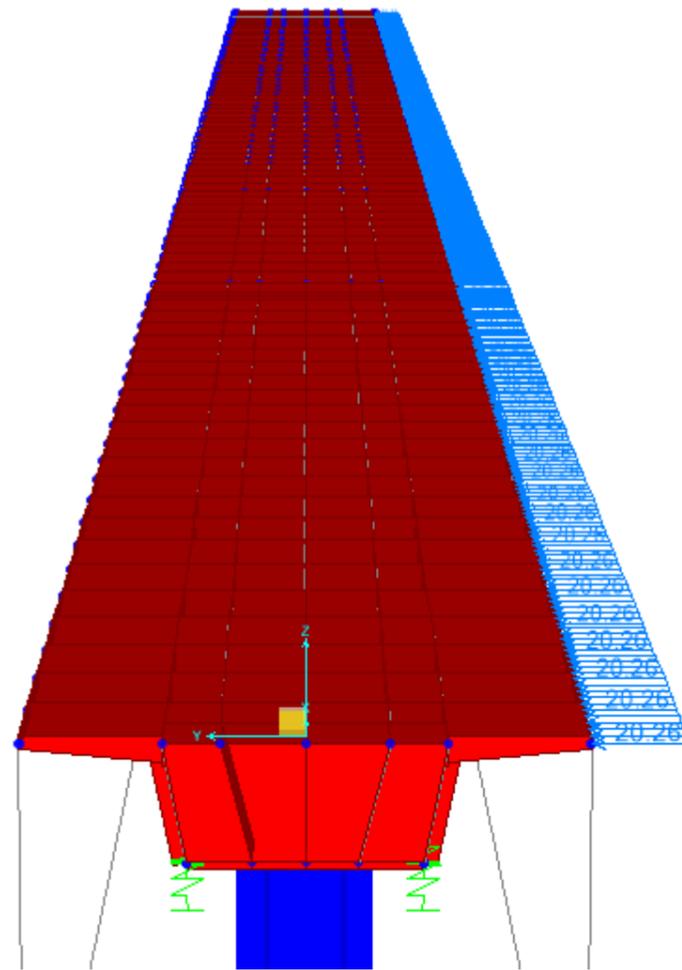


Figura 38-Definición del viento desde la derecha

Esta acción queda definida con el nombre viento der

En el caso del viento actuante sobre el margen izquierdo:

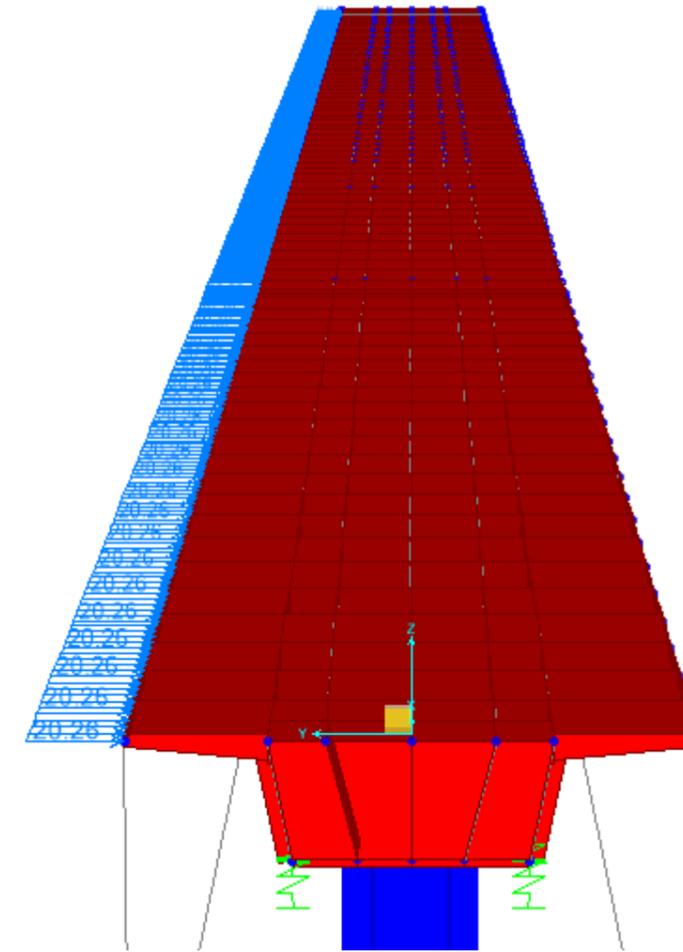


Figura 39-Definición del viento desde la izquierda

Esta acción queda definida con el nombre viento izq

Viento sobre pilas:

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

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

En el caso del viento sobre la pila 1:

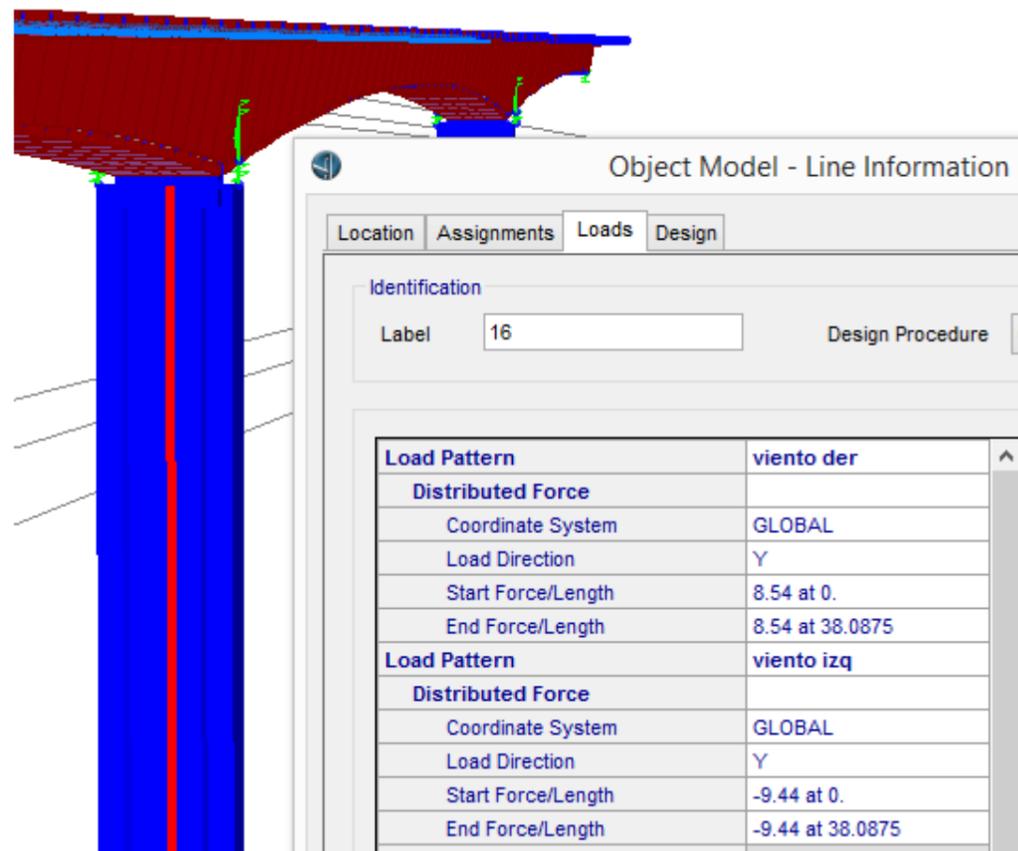


Figura 40-viento en la pila 1

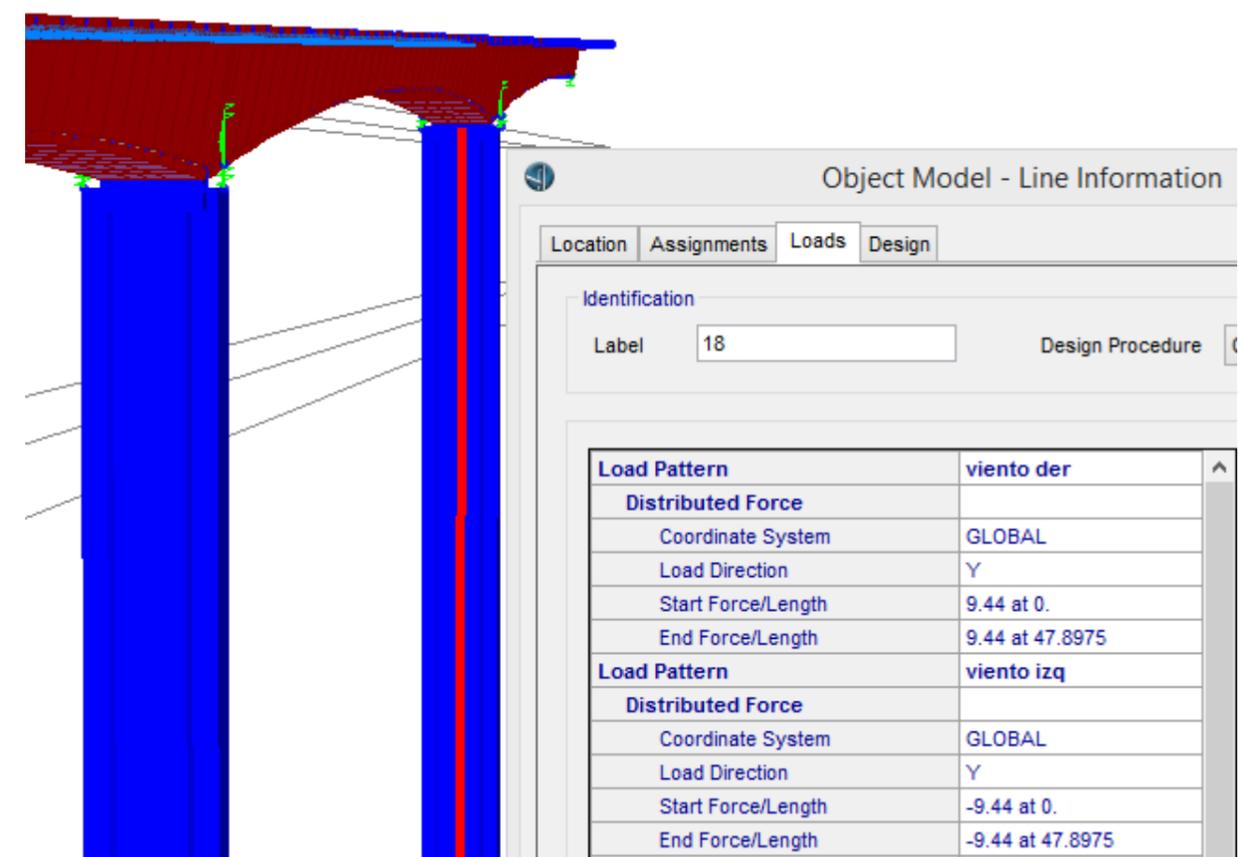


Figura 41-Viento en la pila 2

En el caso del viento actuante sobre la pila 2:

5.2.3.7. Pretensado

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

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

La siguiente fase es la construcción del pretensado de continuidad. Con un valor de 30000 KN, este pretensado conecta las 5 dovelas centrales. Este pretensado se sitúa en la losa inferior de las dovelas.

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

Este pretensado tiene un valor de 13000 KN

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



5.2.3.8. Peso propio

El peso propio se modeliza por tramos en el software SAP v18, Para cada tramo se emplea la sección de mayor peso para obtener unos esfuerzos más desfavorables, cada sección se modeliza con el editor de secciones que proporciona el programa.

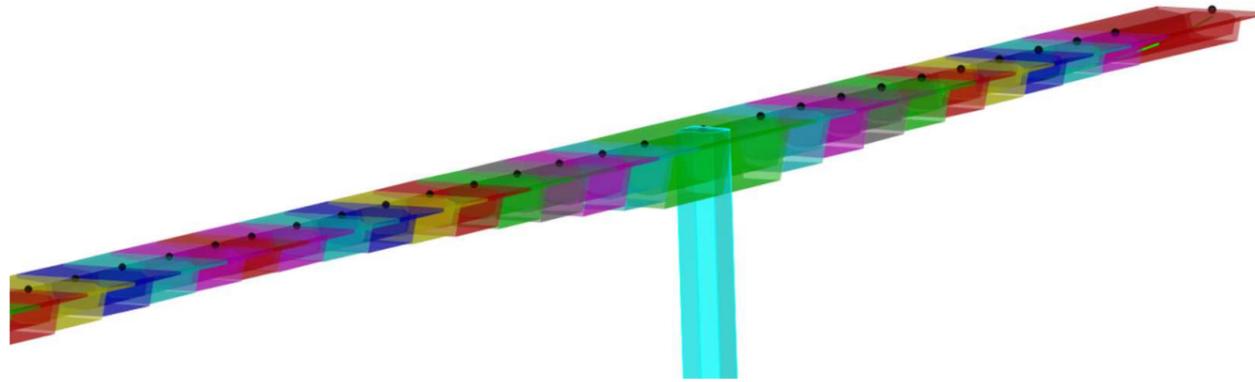


Figura 42-Modelización de la estructura en SAP

5.3. Combinación de acciones

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

En la herramienta *load cases* se asignan las distintas acciones como se han indicado en los puntos anteriores.

En la herramienta *load combinations* se les asigna los pesos deseados.

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

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

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

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

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

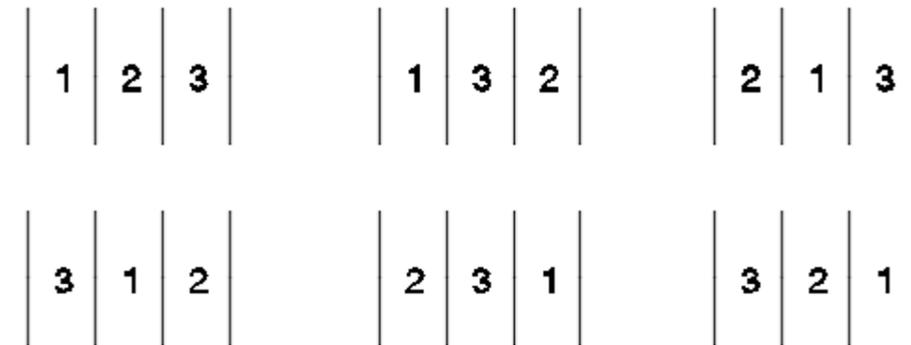


Figura 43-Combinatoria de los carriles virtuales.

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

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

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

6. DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN

6.1. Efecto de los pretensados por fases

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

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

En las siguientes figuras se muestran en el siguiente orden:

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

Nota: en todas las figuras siguientes el modelo se encuentra empotrado en cimentación. Se considera también que los esfuerzos obtenidos para las fases 1-10 son representativos para la estructura en las fases de construcción de la 11 a la 20, debida a su similitud y simetría.

➤ Fase 1

Se ejecutan dos dovelas de 7 metros. El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema hasta la sección de la pila, donde llega con una distancia hasta la fibra superior de la sección equivalente a una décima parte del canto de las sección, es decir 0,5 metros.

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

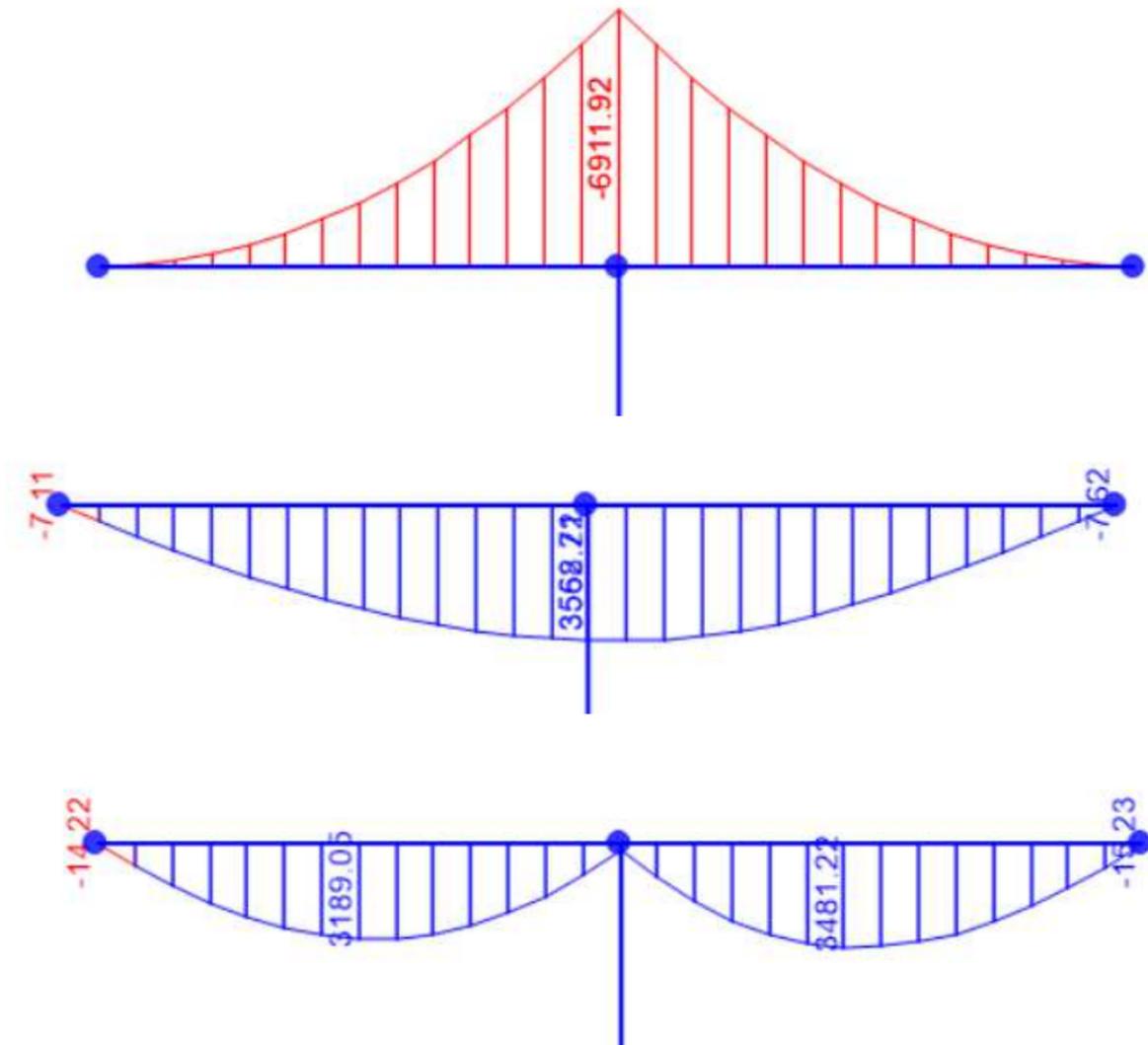
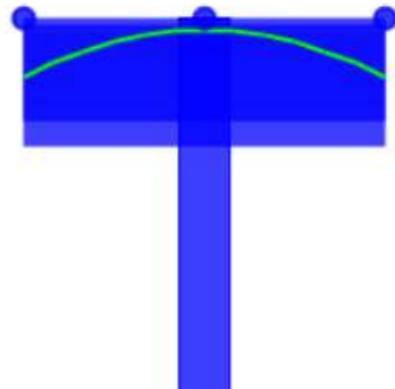


Figura 44- Esfuerzos en fase 1

➤ Fase 2

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

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

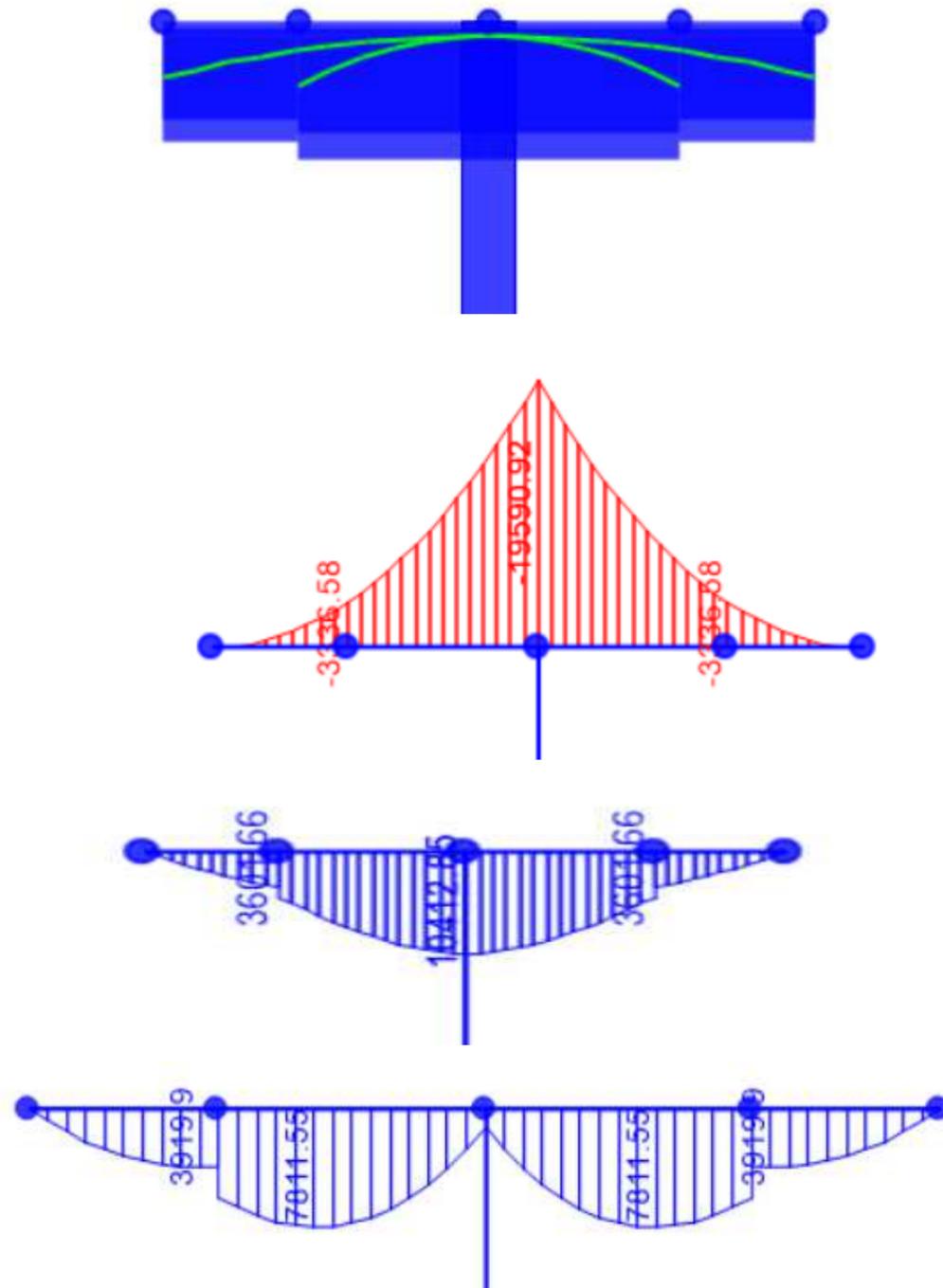


Figura 45-Esfuerzos en fase 2

➤ Fase 3

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

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

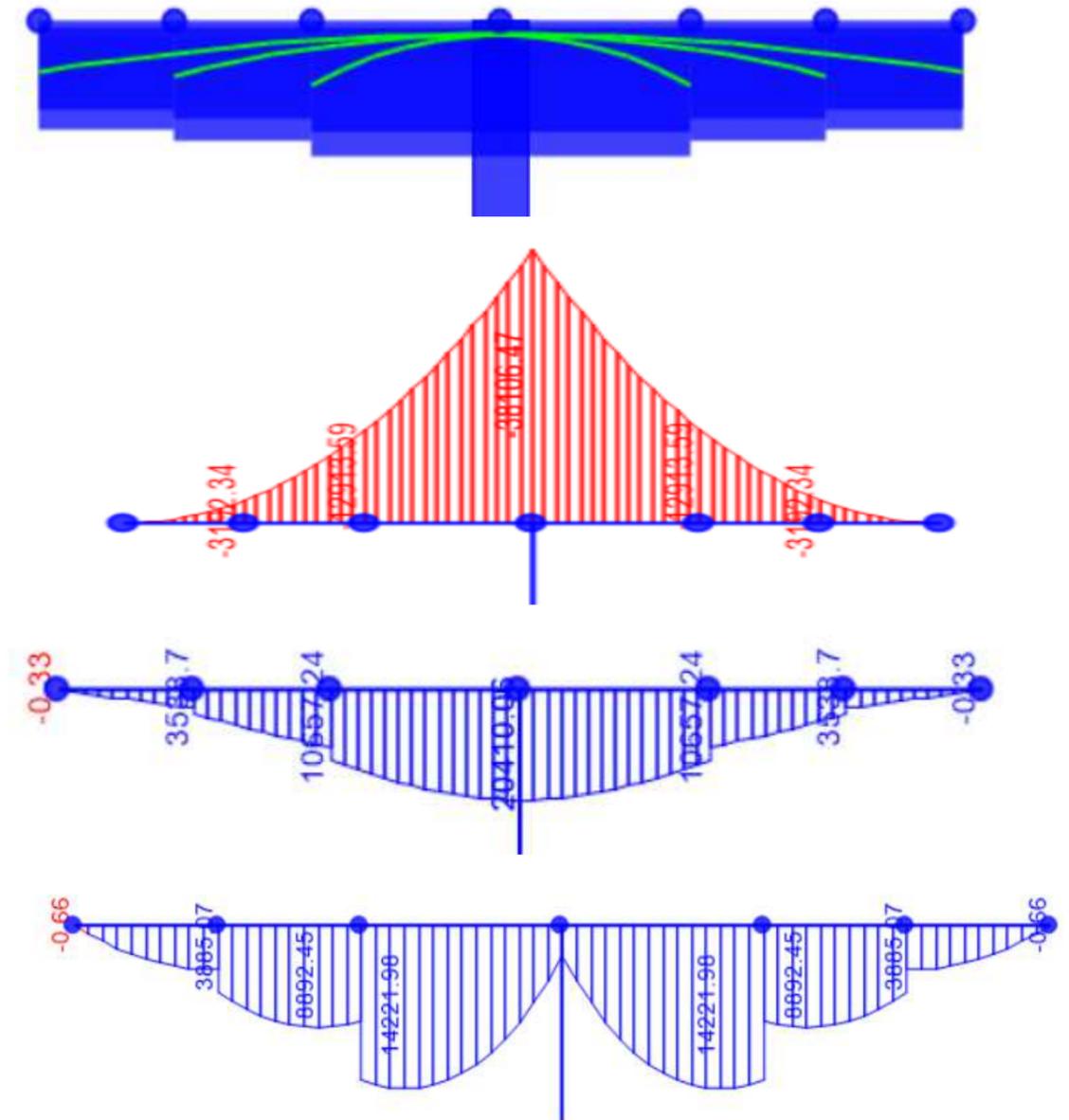


Figura 46- Esfuerzos en fase 3

➤ Fase 4

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

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

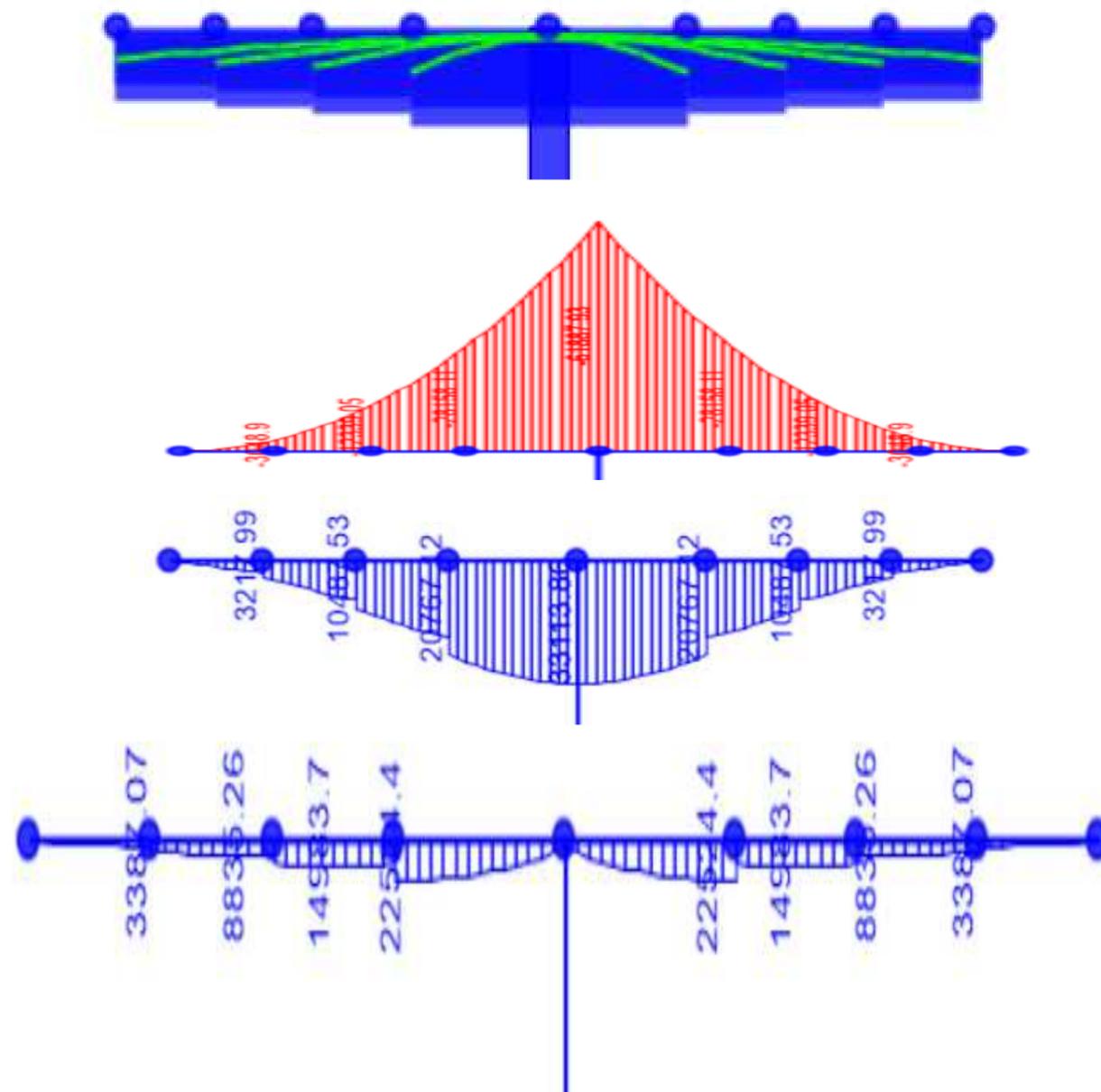


Figura 47- Esfuerzos en fase 4

➤ Fase 5

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

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

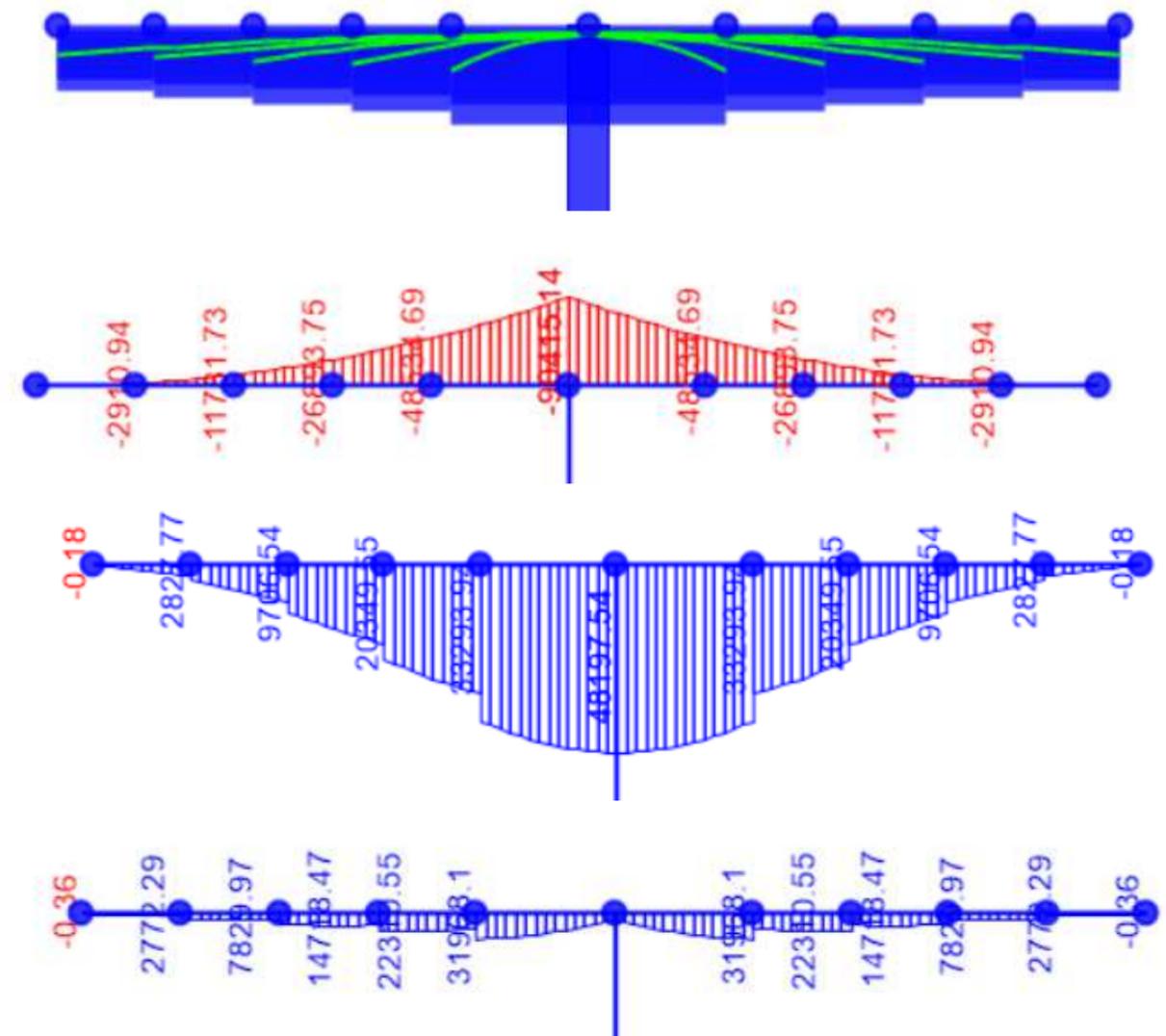


Figura 48- Esfuerzos en fase 5

➤ Fase 6

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

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

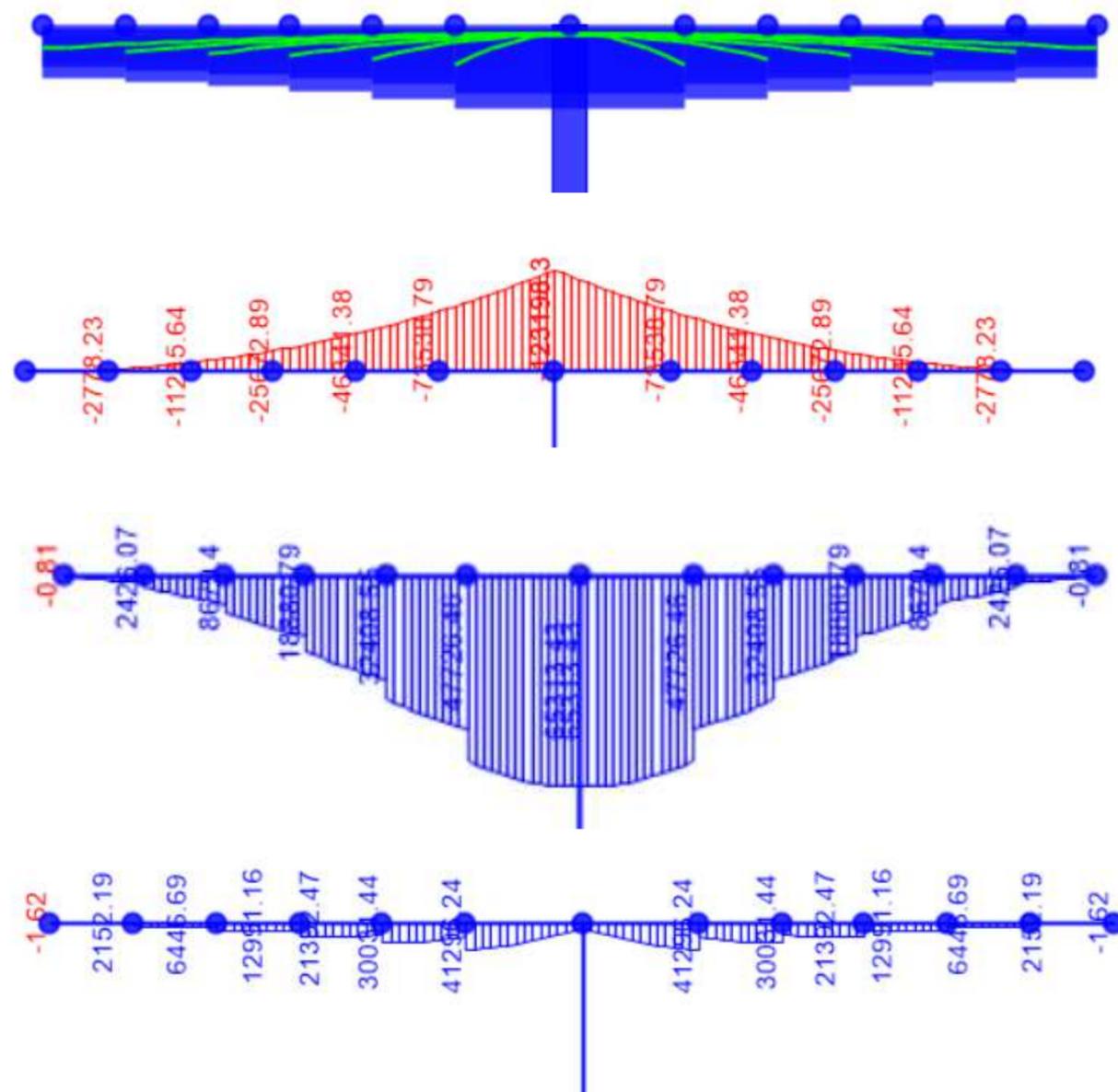


Figura 49- Esfuerzos en fase 6

➤ Fase 7

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

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

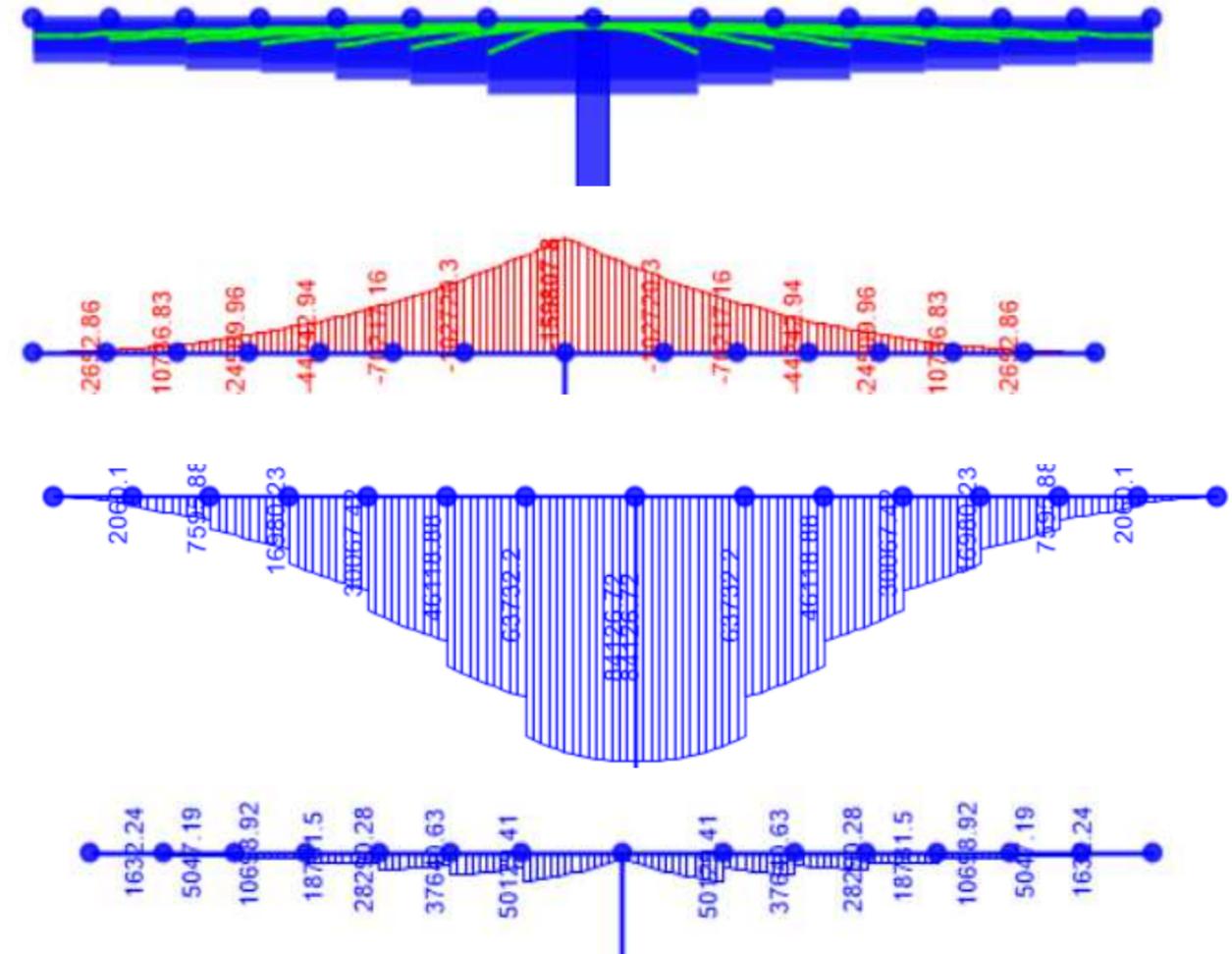
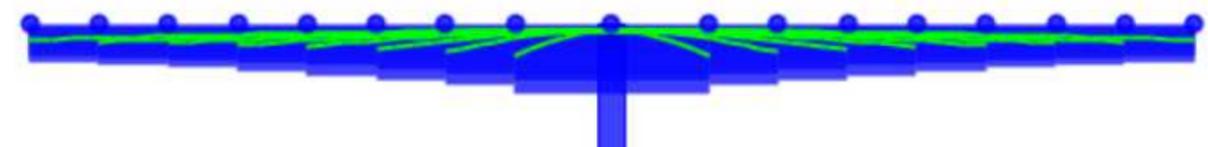


Figura 50- Esfuerzos en fase 7

➤ Fase 8

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

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



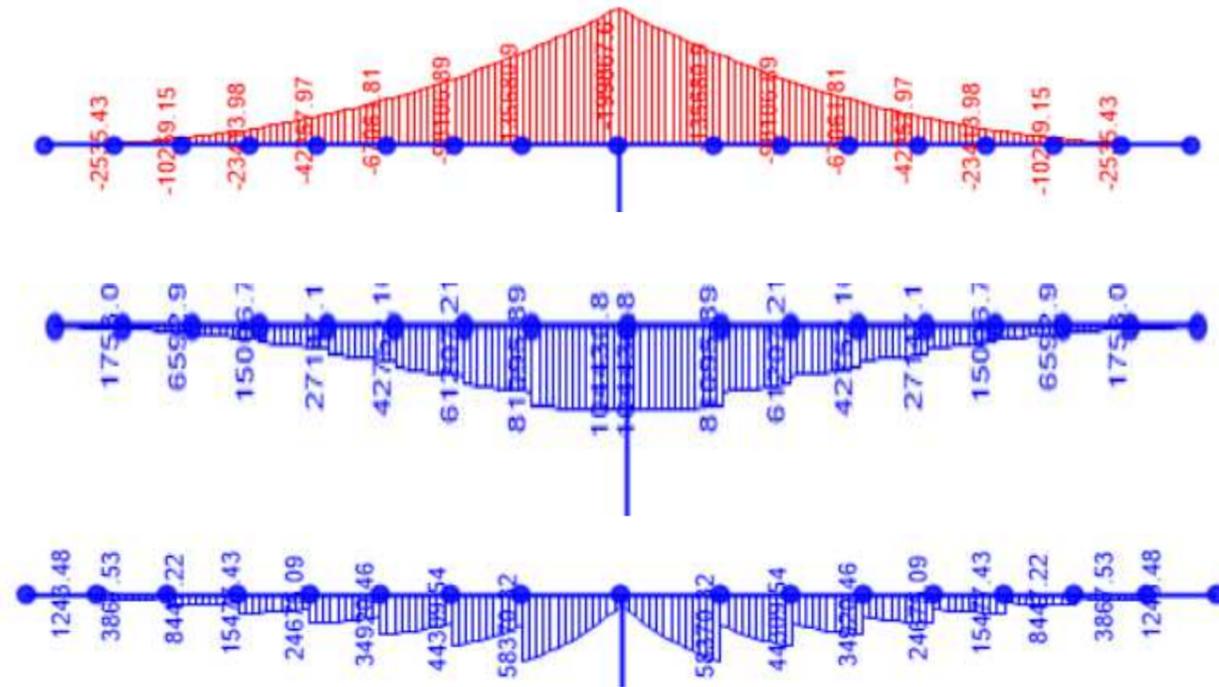


Figura 51- Esfuerzos en fase 8

➤ Fase 9

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

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

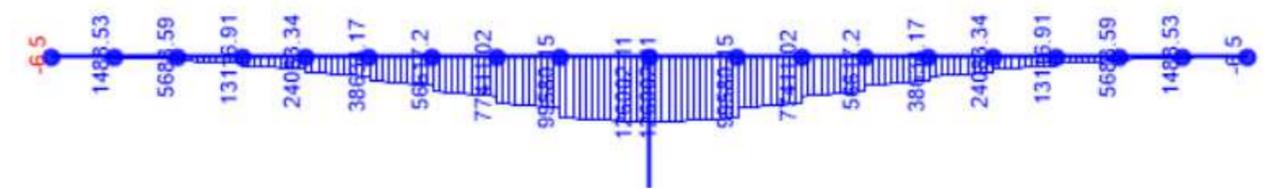
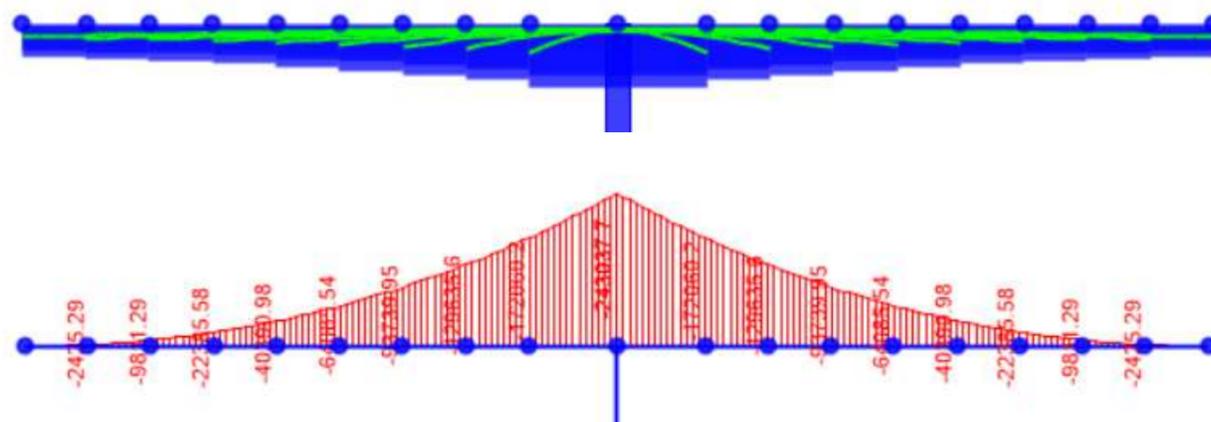


Figura 52- Esfuerzos en fase 9

➤ Fase 10

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

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

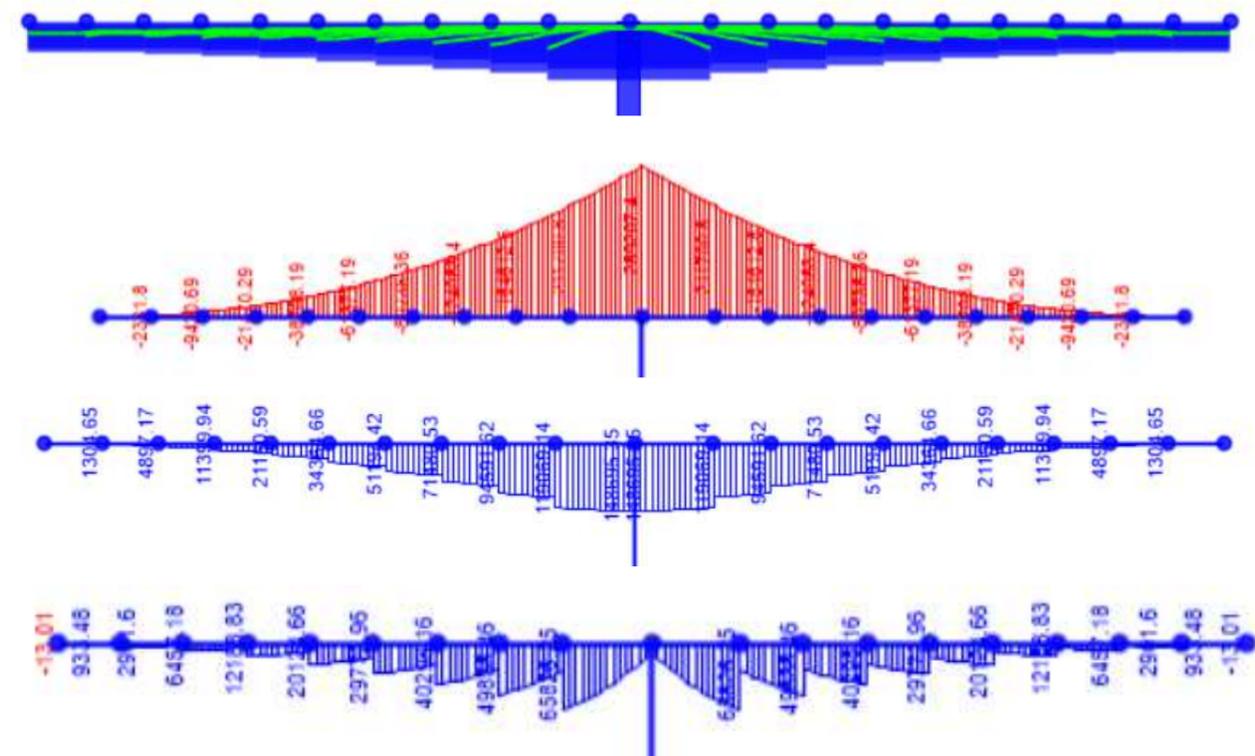


Figura 53- Esfuerzos en fase 10

➤ Fase 11(continuidad del tablero)

Se ejecutan la dovela central. El pretensado ejecutado traza una parábola por la losa inferior del tablero. El pretensado de continuidad se materializa a lo largo de 7 dovelas.



Con un pretensado de 30000 KN como estimación a una adecuada continuidad sin causar una fisura por sobreprensado en la fibra superior como se verá más adelante en el apartado 6.3.2

hasta la losa inferior dos dovelas hacia el centro de la estructura, donde llega encajándose en la losa inferior.

Con un pretensado de 13000 KN que solidarice el conjunto del puente adecuadamente.

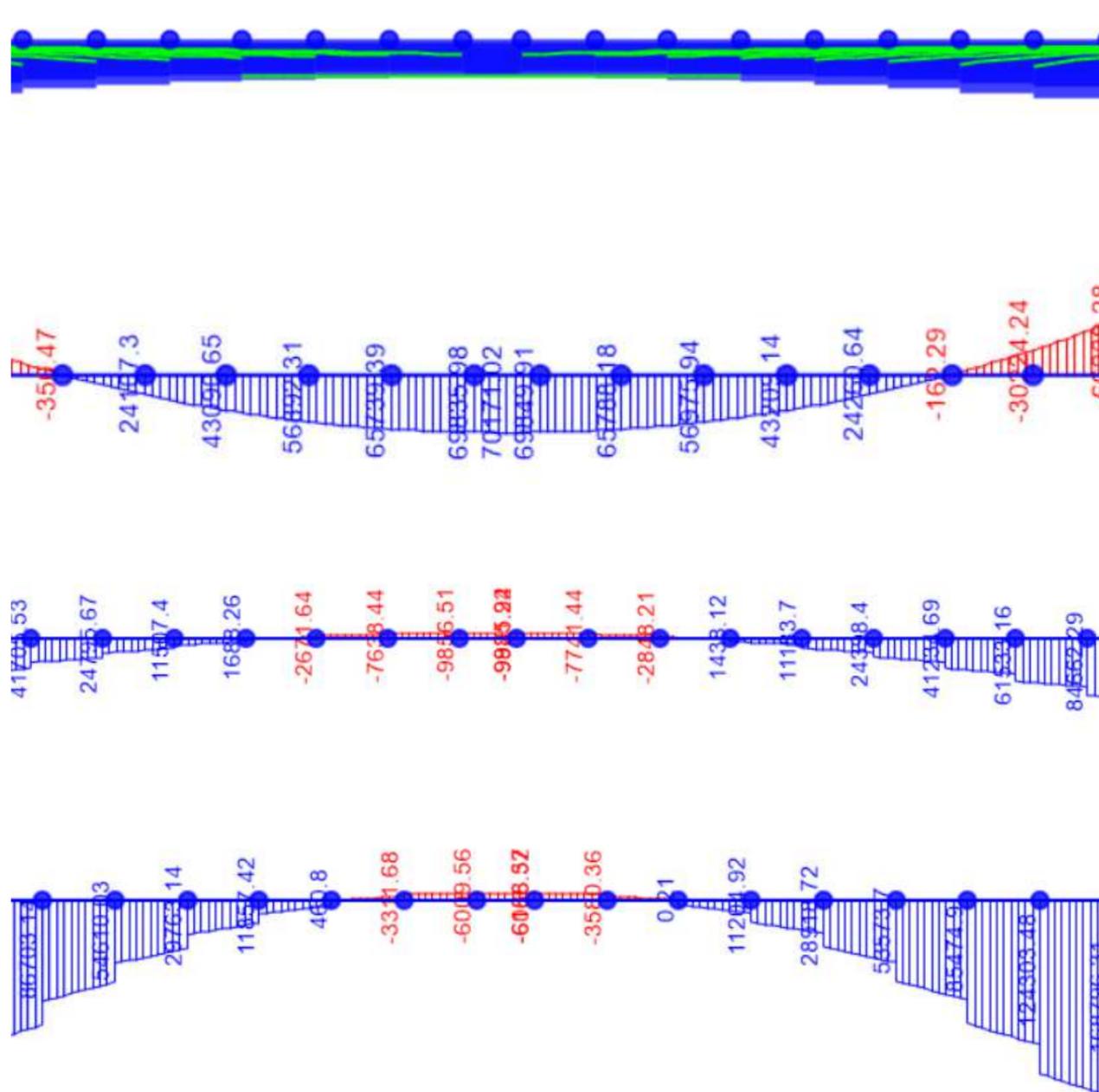


Figura 54- Esfuerzos en fase 11

➤ Fase 12 (extremos)

Se ejecutan dos dovelas a cada uno de los extremos que conectan con los estribos. El pretensado ejecutado traza una parábola desde el centro de gravedad de la sección extrema

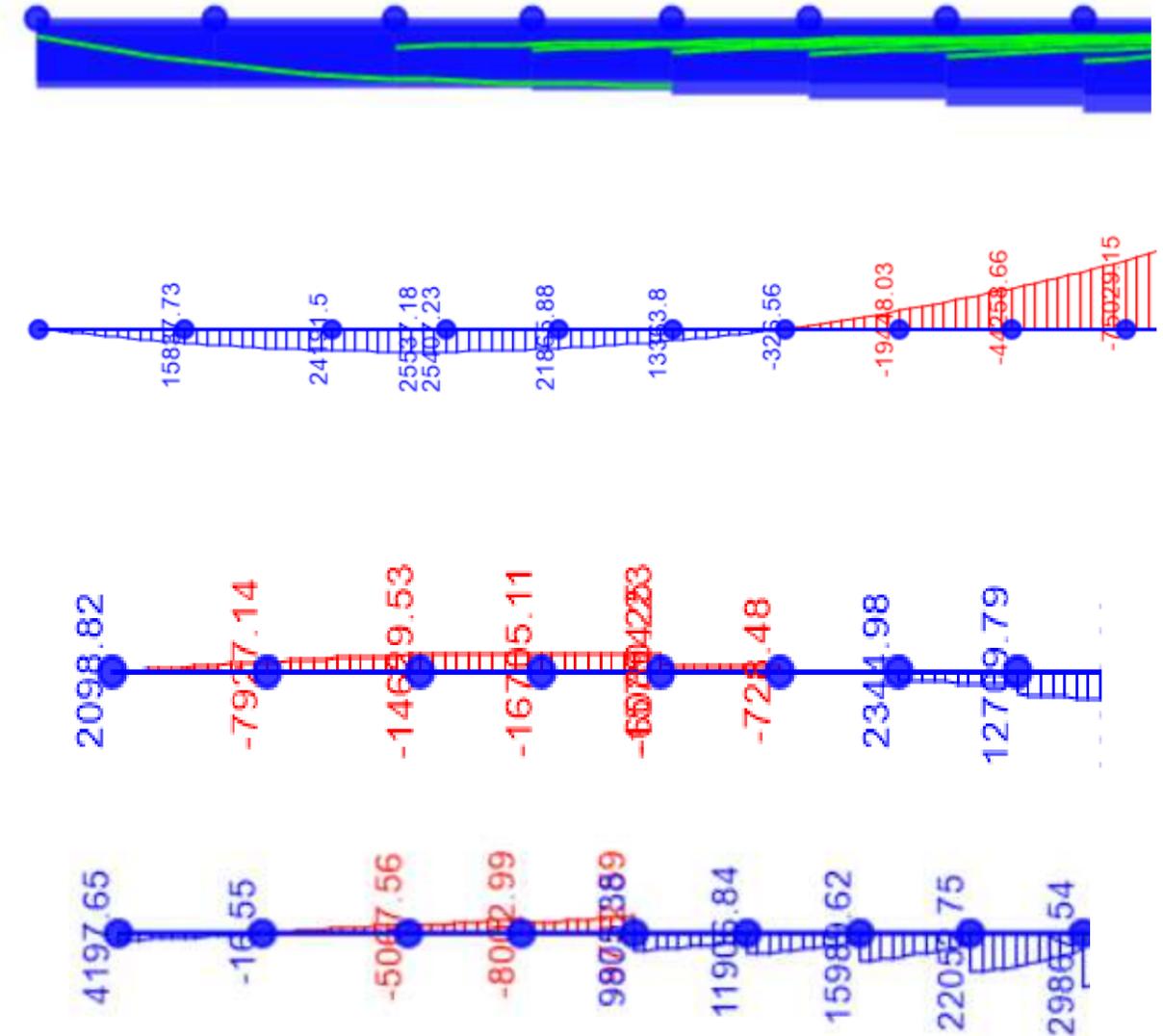


Figura 55- Esfuerzos en fase 12

6.2. Dimensionamiento del pretensado.

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

Se considera las familias de cables en el orden en que estas son ejecutadas durante la construcción: por tanto con los siguientes datos.



- Límite elástico: 1860 Mpa
- Fuerza de tesado: 70 % del límite elástico.
- Área torón: 150 mm²

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

Con estos datos los torones necesarios son:

Familia 1

Fuerza requerida: 5221.65 KN
Torones requeridos: 26.73 torones
Torones por alma →14 torones.

Familia 2

Fuerza requerida 9324.82KN
Torones requeridos: 47,76 torones
Torones por alma →24 torones.

Familia 3

Fuerza requerida: 13560.2778 KN
Torones requeridos: 69.43 torones
Torones por alma →35 torones.

Familia 4

Fuerza requerida: 17399.4514 KN
Torones requeridos: 89.09 torones
Torones por alma →45 torones.

Familia 5

Fuerza requerida: 20877.4028 KN
Torones requeridos: 106.89 torones
Torones por alma →54 torones.

Familia 6

Fuerza requerida: 24015.2153 KN
Torones requeridos 122.96 torones
Torones por alma →62 torones.

Familia 7

Fuerza requerida: 26854.7222KN
Torones requeridos: 137.50 torones
Torones por alma →69 torones.

Familia 8

Fuerza requerida: 29432.9861 KN
Torones requeridos: 150.7 torones
Torones por alma →76 torones.

Familia 9

Fuerza requerida: 31775.2083 KN
Torones requeridos: 162.69 torones
Torones por alma →82 torones.

Familia 10

Fuerza requerida: 34040.625 KN
Torones requeridos: 174.299 torones
Torones por alma →88 torones.

Pretensado de continuidad

Fuerza requerida: 30000 KN
Torones requeridos: 153.61 →154 torones

Pretensado en el extremo

Fuerza requerida: 13000 KN



Torones requeridos: 66.56 → 68torones

Torones por alma →34 torones.

Unit	Strands numbers	Breaki	
		d=15.3 mm A _p =140 mm ² [kN]	d=15.7 mm A _p =150 mm ² [kN]
		Y1860S7 (prEN)	
6-1	1	260	279
6-2	2	520	558
6-3	3	780	837
6-4	4	1040	1116
6-7	5	1300	1395
	6	1560	1674
6-7	7	1820	1953
	8	2080	2232
6-12	9	2340	2511
	10	2600	2790
	11	2860	3069
6-12	12	3120	3348
	13	3380	3627
6-15	14	3640	3906
	15	3900	4185
6-19	16	4160	4464
	17	4420	4743
	18	4680	5022
6-19	19	4940	5301
6-22	20	5200	5580
	21	5460	5859
6-22	22	5720	6138
6-27	23	5980	6417
	24	6240	6696
	25	6500	6975
	26	6760	7254
6-27	27	7020	7533
	28	7280	7812
6-31	29	7540	8091
	30	7800	8370
	31	8060	8649
6-37	32	8320	8928
	33	8580	9207
	34	8840	9486
	35	9100	9765
	36	9360	10044
6-37	37	9620	10323
6-43	43	11180	11997
6-55	55	14300	15345

Tabla 20- Tabla para el dimensionamiento del pretensado.

Con los resultados obtenidos y la tabla previa se puede proceder al dimensionamiento de las placas de anclaje.

Familia 1

1 Placas de anclaje 6-15 en cada alma

Familia 2

2 Placas de anclaje 6-12 en cada alma

Familia 3

3 Placas de anclaje 6-12 en cada alma

Familia 4

3 Placas de anclaje 6-19 en cada alma

Familia 5

2 Placas de anclaje 6-27 en cada alma

Familia 6

3 Placas de anclaje 6-22 en cada alma

Familia 7

3 Placas de anclaje 6-27 en cada alma

Familia 8

3 Placas de anclaje 6-27 en cada alma

Familia 9

4 Placas de anclaje 6- 22 en cada alma

Familia 10

4 Placas de anclaje 6-22 en cada alma



Pretensado de continuidad

5 Placas de anclaje 6-31 repartidas en la losa inferior.

Pretensado extremo

2 Placas de anclaje 6-17 en cada alma

6.3. Proceso constructivo. Influencia del mismo sobre el cálculo

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

En el caso del primer puente sobre el Río Chelva, la construcción (más detallada en el apartado 7 de esta misma memoria) se realiza por fases. Una vez construidas ambas pilas y las dovelas situadas sobre las mismas se procede a la construcción del tablero, avanzando de manera simétrica para compensar los momentos que pueden aparecer en cimentación. [Figuras de la 44 a la 53]

Tras la el hormigonado de cada una de las dovelas, se efectúa un pretensado para compensar los momentos negativos que aparecen, especialmente en la sección de empotramiento. [Figuras de la 44 a la 53]

Una vez se ha alcanzado, avanzando desde ambos extremos la dovela central, se efectúa un pretensado de continuidad en las dovelas intermedias que pretende dar continuidad estructural al tablero y, además, compensar los posibles momentos positivos que pueden aparecer [figura 54]

Por último las dovelas extremas que conectan el tablero con el estribo se efectúan in situ mediante una cimbra. También se efectúa un pretensado que conecta esta dovela con el resto de la estructura, pretendiendo dar continuidad y compensar momentos positivos sobre la estructura. [Figura 55]

Este proceso constructivo implica que a en el momento en el que se va a ejecutar la dovela en el extremo, los posibles momentos que aparecerían por el peso propio han sido, al menos, parcialmente compensados, por ello las reacciones verticales que pueden aparecer sobre el estribo son menores que en el caso de el mismo cálculo sobre la estructura final sin tener en cuenta este proceso.

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

Es necesario considerar que este tipo de estructuras tiene, con el transcurso del tiempo, una evolución en su comportamiento. Debido a los fenómenos del hormigón de retracción y fluencia, y de las pérdidas por relajación del acero de pretensado, la ley de momentos que tiene a tiempo

0 la estructura disminuye y se aproxima más a la ley de momentos que tendría la estructura en el caso de haber sido construida monolíticamente. Debido a la relajación por fluencia.

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

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

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

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

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

Tras esta aclaración, para la obtención de los esfuerzos obtenidos en una sección o elemento determinado se procede del siguiente modo. Este procedimiento es de aplicación para los esfuerzos derivados del peso propio y pretensado, pues para los esfuerzos de sobrecarga la estructura ya está finalizada y se considera que se comporta de manera monolítica.

Como se ha mostrado en el apartado 6.2. En el programa informático SAP v18. Se han definido varios modelos para tener en cuenta las diferentes fases constructivas. Para el cálculo de cualquier esfuerzo tanto a tiempo 0 como a tiempo infinito se consideran 4 modelos:

- El modelo que incluye todas las dovelas que se ejecutan de manera simétrica desde cada uno de los pilas. Con este modelo obtenemos los esfuerzos debido al peso propio de las dovelas del 1 al 10 y los debidos al pretensado necesario para el avance en voladizo. Figuras [44 a 53]
- El modelo que corresponde a la siguiente fase, es decir, los voladizos construidos desde ambos pilares y además la dovela central que las une, así como el pretensado de continuidad introducido.

Para obtener los esfuerzos que generan la dovela central y el pretensado de continuidad sobre la estructura ya construida, se le ha dotado a todos los elementos ya construidos un multiplicador de peso propio equivalente a cero y se han anulado los efectos de

pretensado. De este modo los esfuerzos obtenidos sobre la estructura son solo debidos a los nuevos elementos introducidos.

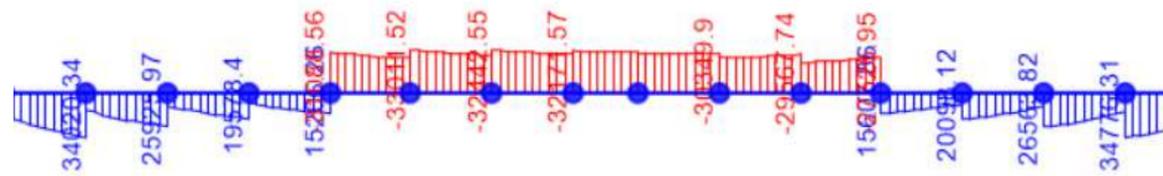


Figura 56-Esfuerzos del pretensado de continuidad sobre la estructura

- Mediante el mismo procedimiento que el paso anterior, se han añadido las dovelas extremas que avanzan hacia los estribos y para obtener los esfuerzos que estas provocan sobre la estructura ya construida se le ha dotado al resto del modelo de peso cero y pretensado nulo.

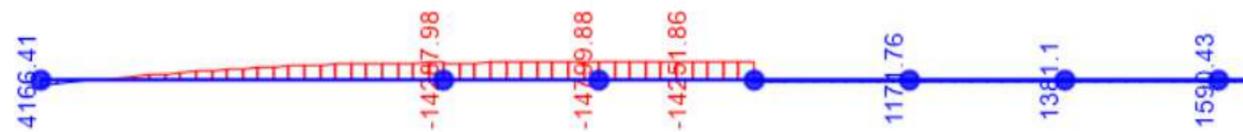


Figura 57-Esfuerzos del pretensado extremo sobre la estructura

- Modelo del puente finalizado como si se tratara de una construcción monolítica, teniendo en cuenta también el pretensado introducido, en la que todos los elementos entran en servicio al mismo tiempo. Es el cálculo que realizaría el programa SAP si se le introduce el modelo de puente sin más consideración

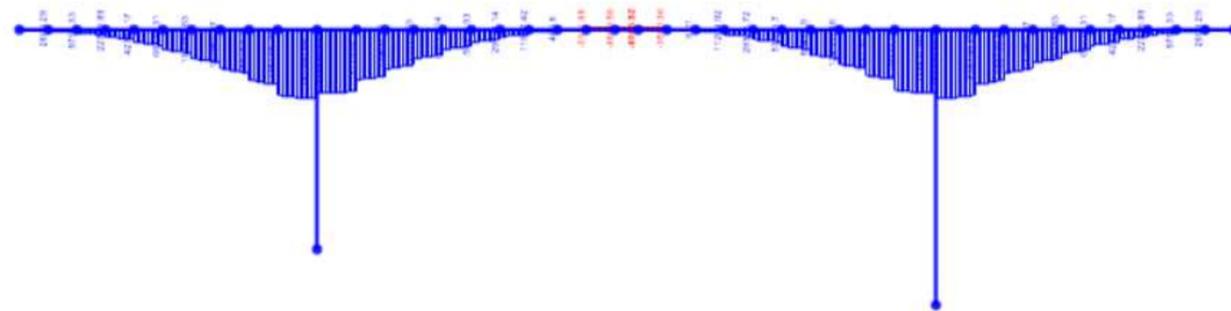


Figura 58-Esfuerzos en el caso de construcción monolítica

La suma de los esfuerzos calculados en los tres primeros modelos, proporciona una adecuada aproximación para un pre dimensionamiento de los esfuerzos que la estructura debe resistir a

tiempo cero, es decir, en la entrada en servicio de la misma, con la consideración única del peso propio y del pretensado.

Para la obtención de esfuerzos a tiempo infinito, como se ha comentado en el apartado anterior, se calculan como la media del esfuerzo obtenido a tiempo cero (como suma de los tres primeros modelos) y el esfuerzo que proporciona el modelo de puente monolítico (el cuarto modelo expuesto)

Este sistema proporciona una adecuada aproximación a las consecuencias que los efectos de fluencia en el hormigón y de relajación en los tendones de acero, tienen sobre la estructura y las leyes de esfuerzos que la rigen.

6.4. Secciones de tablero

6.4.1. Comprobación de sección en ELU

Se realiza comprobación de algunas secciones con la ayuda del Prontuario informático de la EHE 3.1. Se Comprueban las dovelas de las secciones de empotramiento, la sección central del puente, y dos dovelas intermedias, una situada a X=38 metros desde el estribo 1 y otra situada a X=94 metros.

Se comprueban a rotura (ELU) con los esfuerzos de peso propio de la estructura y sobrecargas de uso más desfavorables a tiempo inicial (una vez el puente está construido) y a tiempo infinito (una vez la estructura se ha asentado).

Los resultados con más detalles proporcionados por el prontuario pueden consultarse en el apéndice correspondiente.

Todas las secciones tienen un armado genérico consistente en una barra corrugada de 20 mm de diámetro cada 20 centímetros rodeando tanto el perímetro interno como el externo.

Para la introducción del pretensado, se requiere el área de pretensado, así como la deformación unitaria a la cual se somete el cable, esta deformación se calcula como:

$$\frac{1860 \cdot 0,7 \cdot 0,9}{200000} = 0.005859$$

Siendo 200000 el módulo de elasticidad del acero y 0,7 y 0,9 los coeficientes de pérdidas diferidas e instantáneas respectivamente.



➤ Dovela en la sección de empotramiento:

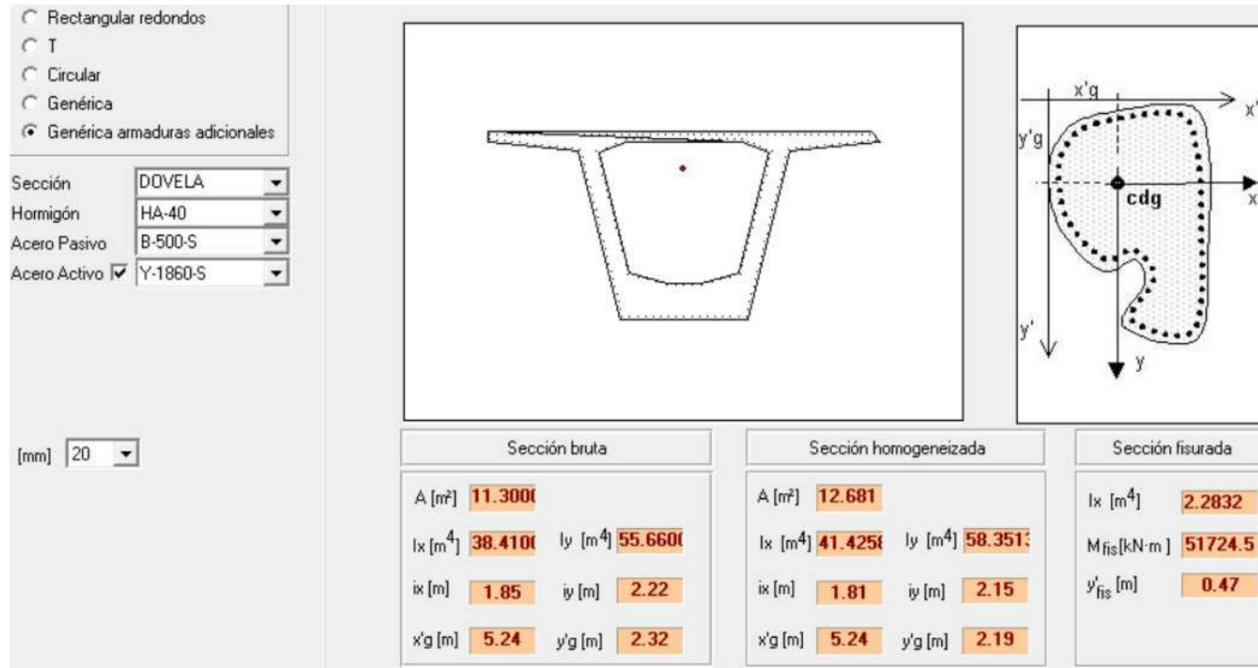


Figura 59- Características de la sección de empotramiento

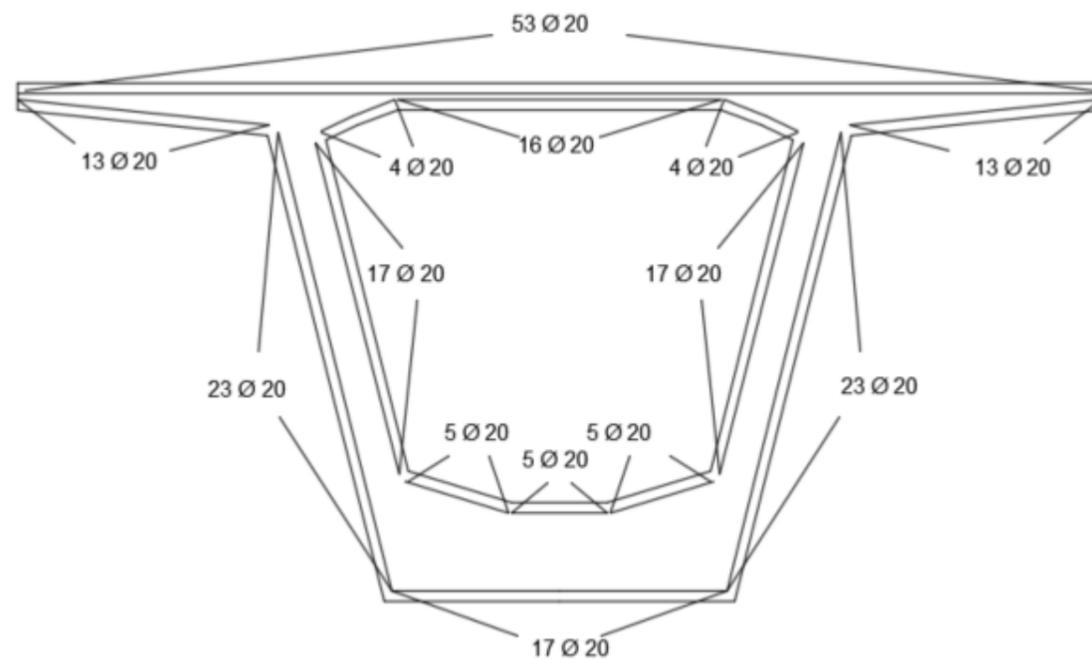


Figura 60- Armado de la sección de empotramiento

Mmax (Y)	13455.3948	13455.3948	13455.3948
Axil	927.787	927.787	927.787
Coefficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)	1,36	1,50	

Sección emp.	Bridge (cv)	SAP (PP)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	Kn y m	-296622.4	-267131.5	-422977.672	-393486.7755
Mmin (Y)				-14565.0679	-14565.0679
Axil				-574.723	-574.723
Coefficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1	1,08

➤ Sección central.

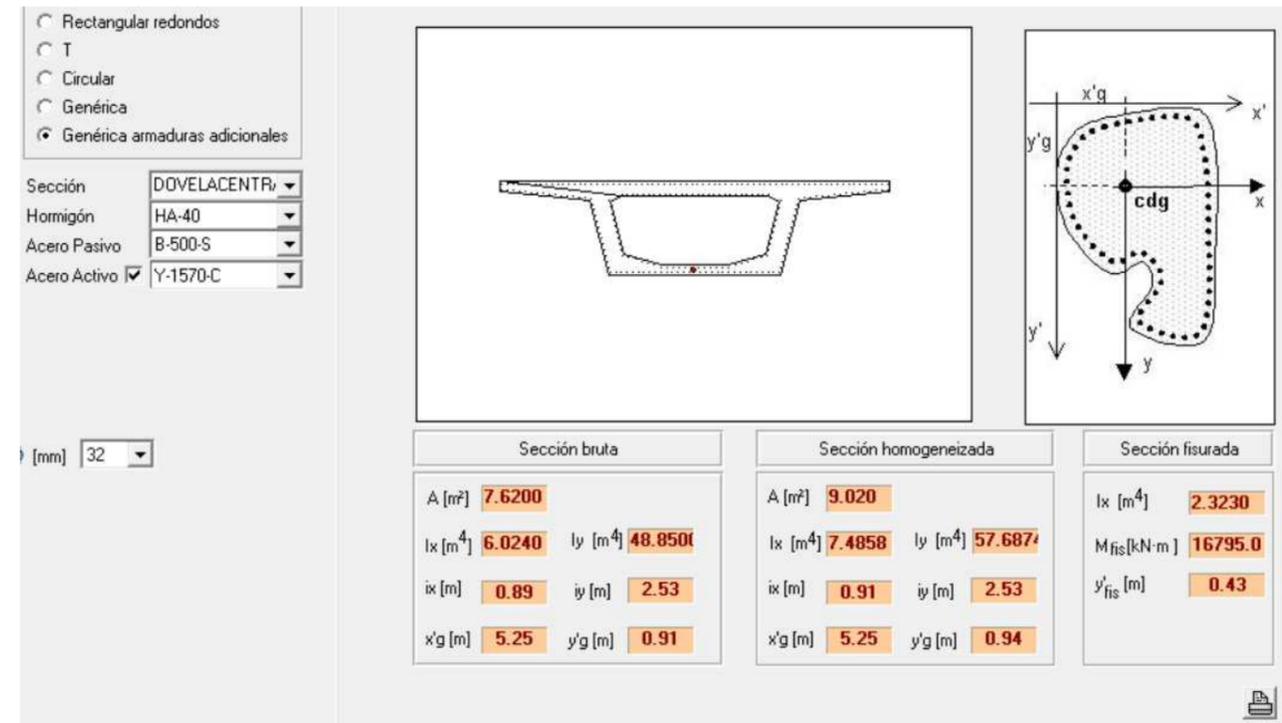


Figura 61- Características de la sección central

Sección emp.	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	Kn y m	-296622.4	-267131.5	-309415.7972	-279924.9007

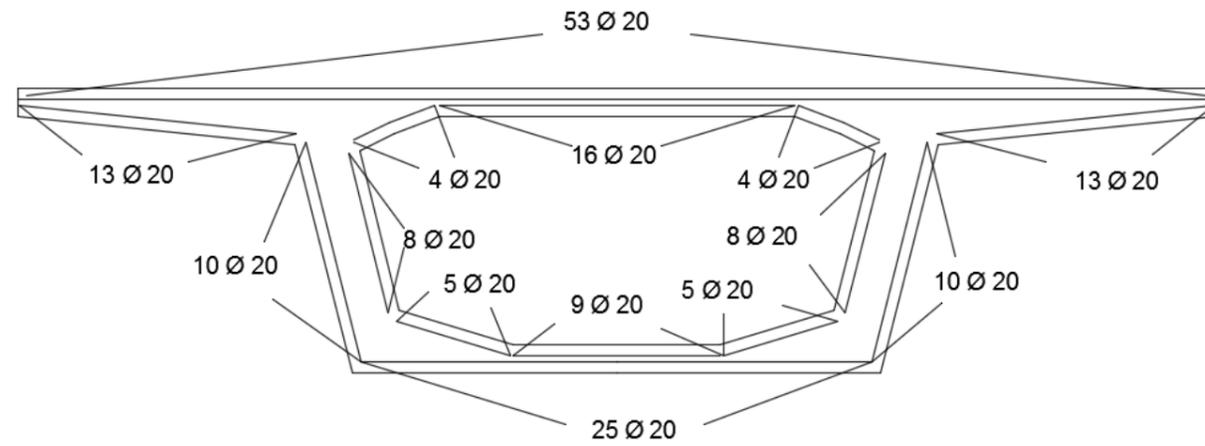


Figura 62-Armado de la sección central

➤ Sección X=38

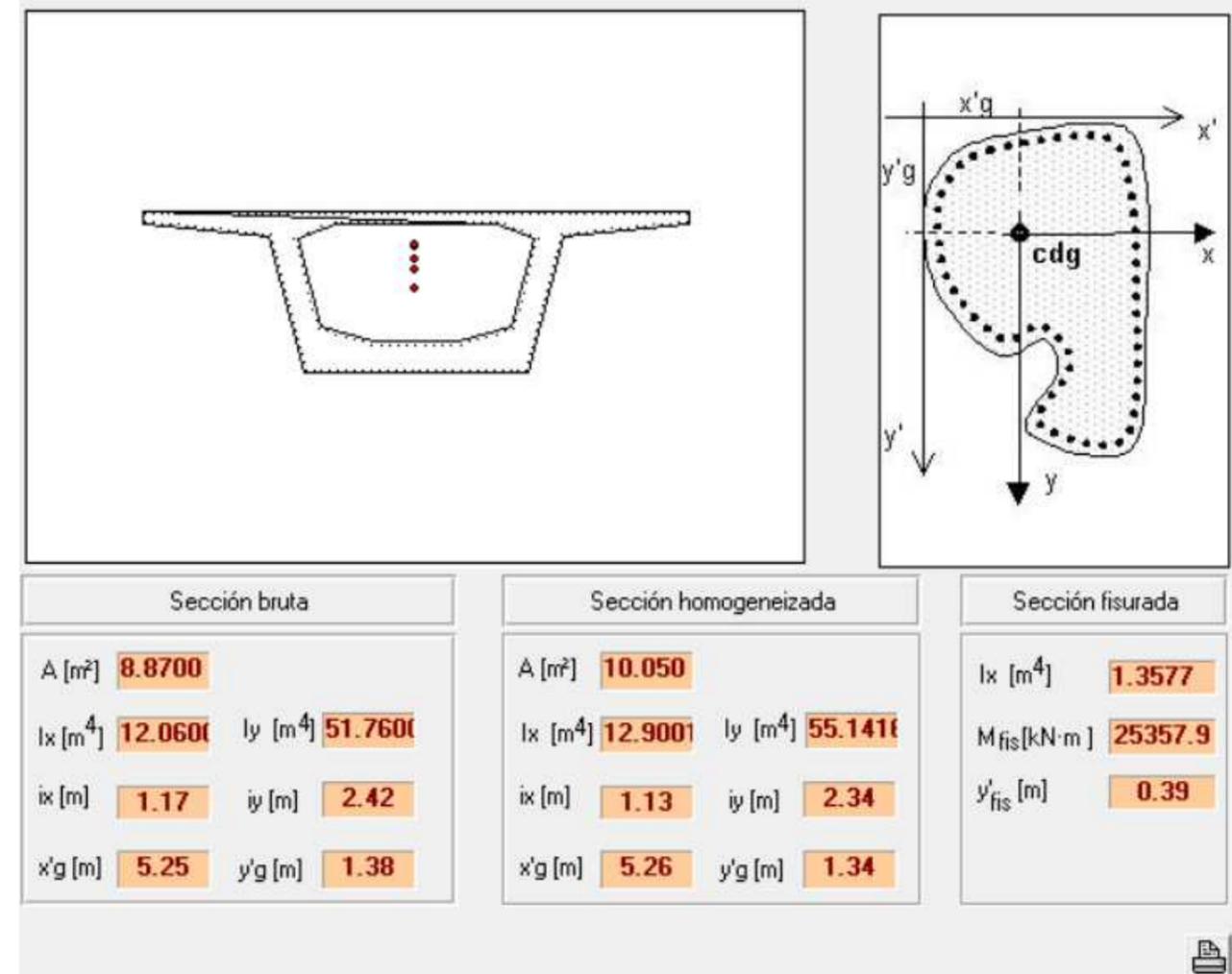


Figura 63- Características de la sección x=38

Sección central	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	Kn y m	65949.7638	40335.2	77004.0778	106284.9601
Mmax (Y)		25451.1161		25451.1161	25451.1161
Axil		856.806		-574.723	-574.723
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1,97	1,42

Sección central	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	Kn y m	-4018.9469	40335.2	7035.3671	36316.24935
Mmin (Y)		-24685.4158		-24685.4158	-24685.4158
Axil		-574.7236		856.806	856.806
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				11,05	4,08

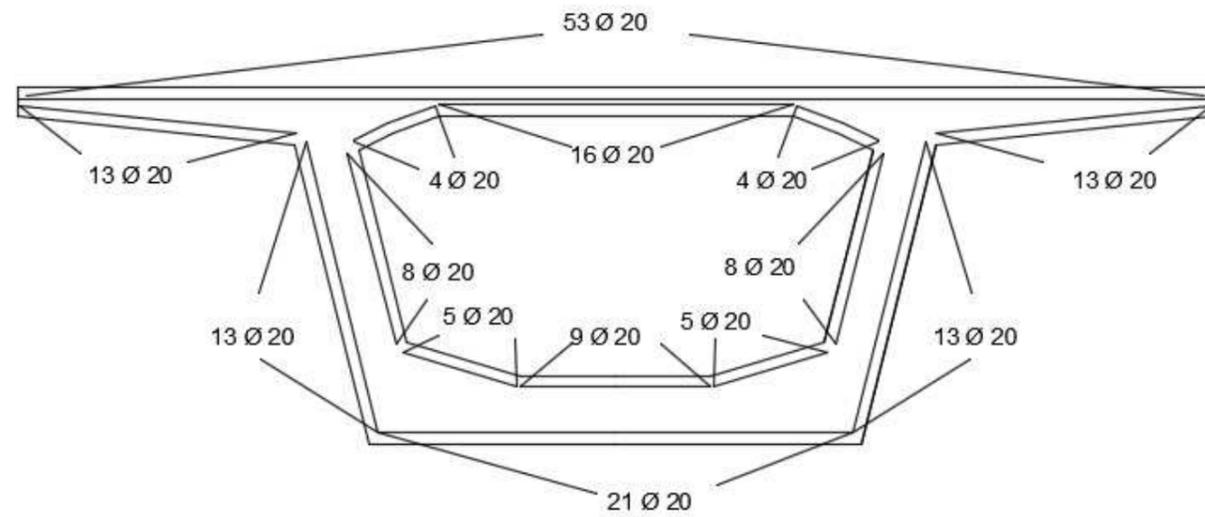


Figura 64-Armado de la sección X=38

Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	Kn y m	-47666.39	-24203.63	-15192.3348	8270.419
Mmax (Y)				3560.9642	3560.9642
Axil				-173.867	-173.867
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				11,03	8,98

Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	Kn y m	-47666.39	-24203.63	-86217.3385	-62754.5847
Mmin (Y)				-3652.3277	-3652.3277
Axil				-657.234	-657.234
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				2,15	2,93

➤ Sección X=94

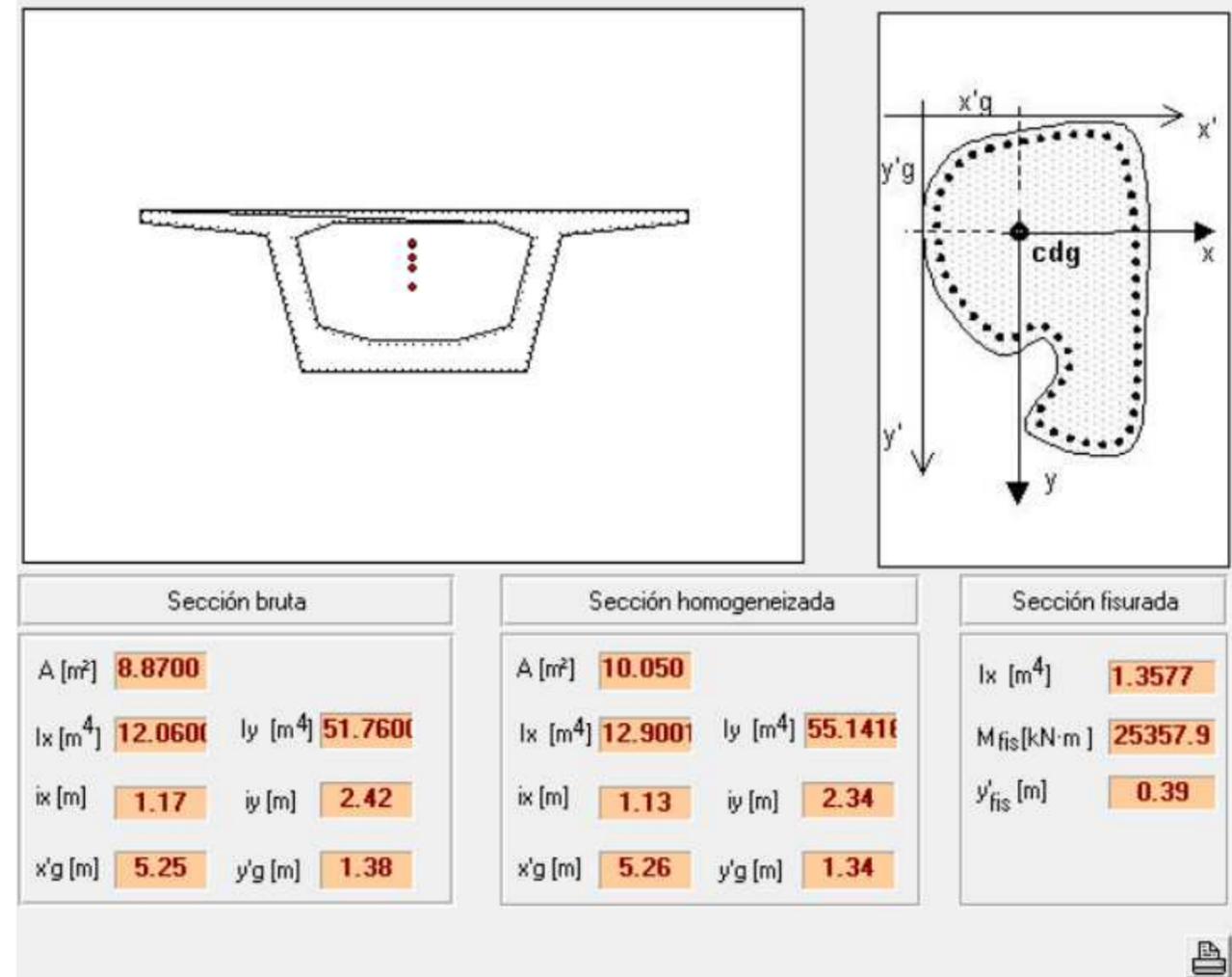


Figura 65-Characterísticas de la sección X=94

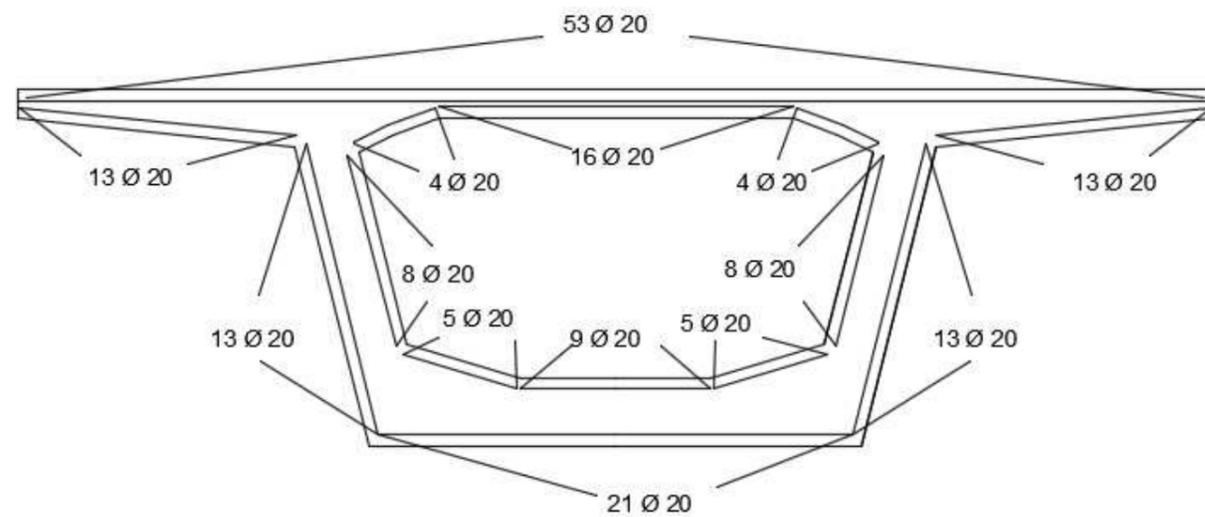


Figura 66-Armado de la sección X=94

Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	Kn y m	-59348.95	-30008.86	-27826.6185	1513.473
Mmax (Y)				-15192.3348	8270.419
Axil				957.011	957.011
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				5,09	9,38

Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	Kn y m	-59348.95	-30008.86	-79289.0921	-49949.0006
Mmin (Y)				-86217.3385	-62754.5847
Axil				-173.867	-173.867
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1,72	2,21

6.4.2. Comprobación de ELS fisuración

Así mismo se **comprueba manualmente la fisuración** de las dovelas mencionadas frente a esfuerzos de la combinación característica o poco probable de Estado Límite de Servicio.

Se analizan las fibra superior e inferior obteniendo la tensión del hormigón y comparándola con su resistencia a tracción $f_{ct,m,fl}$, siendo esta:

Para el cálculo de la fisuración se emplea la fórmula para el cálculo de flexión se emplea la fórmula de Navier particularizada para el caso de flexión compuesta recta, esta resulta:

$$\frac{1}{E(I \cdot A - S^2)} \cdot \begin{bmatrix} I & -S \\ -S & A \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon \\ c \end{Bmatrix}$$

Siendo:

- N el esfuerzo axil al que está sometida la sección.
- A es el área de la sección.
- M el momento de cálculo a considerar, calculado como se ha definido en el apartado 6.1 para una combinación característica.
- S es el momento estático de la sección, 0 desde el centro de gravedad.
- E es el módulo de Young del hormigón se considera de 30000 MPa
- I es el momento de inercia de la sección

Para la obtención de los esfuerzos se emplea:

$$\sigma = E \cdot (\varepsilon + c \cdot v_i)$$

Siendo

- v la distancia desde el centro de gravedad hasta la distancia considerada.

Como simplificación, todos los esfuerzos y características están referidas al centro de gravedad de la sección, de este modo, el momento estático de la sección puede considerarse 0, empleando por tanto los datos proporcionados por el prontuario informático de la EHE de la sección homogénea.

Para el cálculo de los esfuerzos generados por las fuerzas de pretensado. Para tiempo 0 se multiplica por 0,9 el esfuerzo axil originado por el tesado para considerar una aproximación a las pérdidas instantáneas del acero activo. Para tiempo infinito se multiplica, además por 0,7 para tener en cuenta las pérdidas a tiempo diferido debido a la retracción y la relajación de los cordones.

Debido al hormigón de resistencia característica $f_{ck}=40$ MPa, la resistencia a tracción se toma como $f_{ct,m}=-3,5$ MPa, superado este valor se considera que la sección fisura.

Se realizan varias comprobaciones a tiempo cero y tiempo infinito, así como los resultados con esfuerzos máximos y mínimos para comprobar en todos los casos todas las fibras.

La obtención de los esfuerzos se ha realizado conforme a lo explicado en el apartado 6.2.



➤ Dovela de empotramiento.

Dovela empotramiento		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos máximos	
Área	12.68	Momento	-133259.65
Inercia	41.43	Axil	191252.12
Centro de gravedad	2.19		
Resultados			
Tensión fibra superior	6.01		No fisura
Tensión fibra inferior.	24.15		No fisura

Dovela empotramiento		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	12.68	Momento	-64809.33
Inercia	41.43	Axil	191252.12
Centro de gravedad	2.19		
Resultados			
Tensión fibra superior	10.67		No fisura
Tensión fibra inferior.	19.49		No fisura

Dovela empotramiento		Tiempo infinito	
Características		Esfuerzos máximos	
Área	12.68	Momento	-179504.60
Inercia	41.43	Axil	133876.49
Centro de gravedad	2.19		
Resultados			
Tensión fibra superior	-1.66		No fisura
Tensión fibra inferior.	22.78		No fisura

Dovela empotramiento		Tiempo infinito	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	12.68	Momento	-111054.28
Inercia	41.43	Axil	133876.49
Centro de gravedad	2.19		
Resultados			
Tensión fibra superior	3.00		No fisura
Tensión fibra inferior.	18.12		No fisura

➤ Dovela x=38m

Dovela X=38		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos máximos	
Área	10.05	Momento	122644.84
Inercia	12.90	Axil	150296.54
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	31.91		No fisura
Tensión fibra inferior.	-2.00		No fisura

Dovela X=38		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	10.05	Momento	75985.34
Inercia	12.90	Axil	150296.54
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	25.46		No fisura
Tensión fibra inferior.	4.45		No fisura

Dovela X=38		Tiempo infinito	
Características		Esfuerzos máximos	
Área	10.05	Momento	101018.28
Inercia	12.90	Axil	105207.58
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	24.43		No fisura
Tensión fibra inferior.	-3.49		No fisura

Se puede comprobar que la sección de empotramiento no fisura en cualquier caso.



Dovela X=38		Tiempo infinito	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	10.05	Momento	54358.78
Inercia	12.90	Axil	105207.58
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	17.98		No fisura
Tensión fibra inferior.	2.96		No fisura

Se puede comprobar que la sección de empotramiento no fisura en cualquier caso.

➤ Dovela X= 38

Dovela X=94		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos máximos	
Área	10.05	Momento	112052.16
Inercia	12.90	Axil	150296.54
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	30.44		No fisura
Tensión fibra inferior.	-0.53		No fisura

Dovela X=94		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	10.05	Momento	77763.54
Inercia	12.90	Axil	150296.54
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	25.70		No fisura
Tensión fibra inferior.	4.21		No fisura

Dovela X=94		Tiempo infinito	
Características		Esfuerzos máximos	
Área	10.05	Momento	96303.20
Inercia	12.90	Axil	105207.58
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	23.78		No fisura
Tensión fibra inferior.	-2.84		No fisura

Dovela X=94		Tiempo infinito	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	10.05	Momento	62014.58
Inercia	12.90	Axil	105207.58
Centro de gravedad	1.34		
Resultados			
Tensión fibra superior	19.04		No fisura
Tensión fibra inferior.	1.90		No fisura

Se puede comprobar que la sección x=94 no fisura en cualquier caso.

➤ Dovela central.

Dovela central		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos máximos	
Área	9.02	Momento	17393.31
Inercia	7.49	Axil	27000.00
Centro de gravedad	0.91		
Resultados			
Tensión fibra superior	6.69		No fisura
Tensión fibra inferior.	-0.71		No fisura

Dovela central		Tiempo 0	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	9.02	Momento	-26844.33
Inercia	7.49	Axil	27000.00
Centro de gravedad	0.91		
Resultados			
Tensión fibra superior	-2.71		No fisura
Tensión fibra inferior.	8.69		No fisura

Dovela central		Tiempo infinito	
Características		Esfuerzos mínimos	
Área	9.02	Momento	14262.55
Inercia	7.49	Axil	18900.00
Centro de gravedad	0.91		
Resultados			
Tensión fibra superior	5124.74		No fisura
Tensión fibra inferior.	-934.05		No fisura



Dovela central	Tiempo infinito	
Características	Esfuerzos máximos	
Área	9.02	Momento 58500.19
Inercia	7.49	Axil 18900.00
Centro de gravedad	0.91	
Resultados		
Tensión fibra superior	14.52	No fisura
Tensión fibra inferior.	-10.330	fisura

Se puede comprobar que la sección central la sección central fisura en una de las posibles combinaciones, conforme el la estructura se relaje y las leyes de momento se aproximen al de la estructura monolítica.

Para la solución de este inconveniente se puede aumentar el pretensado de continuidad a la altura del centro de la gravedad, puesto que un mayor pretensado en la parte inferior del tablero provocaría una fisura en la fibra superior en los primeros momentos de entrada en servicio de la estructura, sin embargo, como se ha comentado, con el paso del tiempo, el relajamiento de la ley de flectores provocaría que dicha fisura disminuyera.

En cualquier caso, antes de tomar medidas con pretensado, se procede a calcular la abertura de fisura y comprobar si es admisible.

Abertura de fisura:

Se procede al cálculo de la abertura de fisura:

Con la combinación característica:

En primer lugar se calcula la deformación de neutralización:

$$\varepsilon_{po} = \varepsilon_p - \varepsilon_{cp}$$

Donde:

- $\varepsilon_p = \frac{1860 \cdot 0.7 \cdot 0.9}{2 \cdot 10^8 \cdot 0.0231} = -0.00025364$
- $\varepsilon_{cp} = -0.0003078$ procediente del cálculo (véase anejo V)
- $\varepsilon_{po} = 0.000054235$

Con estos valores la Fuerza de neutralización (p_n) resulta

$$p_n = -190000000 \cdot 0.0231 \cdot 0.000054235 = -238.038$$

El momento de fisuración proporcionado por el prontuario es de 15475 KN·m

Con ello se obtiene el valor de la fibra neutra ($x=0.612$ m)

Las características de la sección debido a los diferentes elementos es:

	hormigón	pasiva	activa	total
Area	4.43225328	0.143156094	0.0231	16.4787256
Momento estatico	1.73941999	0.056860314	-0.033495	5.62870594
Momento inercia	0.76594997	0.168767363	0.04856775	6.47578482

Co0n ello y aplicando la fórmula:

$$\frac{1}{E(I \cdot A - S^2)} \cdot \begin{bmatrix} I & -S \\ -S & A \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon \\ c \end{Bmatrix}$$

Obtenemos:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon \\ c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.00011161 \\ 0.00033039 \end{Bmatrix}$$

Y por tanto una $\sigma_{sr} = -1118,134$ Mpa a una distancia v de -1,45 m

Con la combinación frecuente obtenemos σ_s siendo:

- $\varepsilon_p = \frac{1860 \cdot 0.7 \cdot 0.9}{2 \cdot 10^8 \cdot 0.0231} = -0.00025364$
- $\varepsilon_{cp} = -0.0003363$
- $\varepsilon_{po} = 0.000082672$

Con estos valores la Fuerza de neutralización (p_n) resulta

$$p_n = -190000000 \cdot 0.0231 \cdot 0.000054235 = -362.847$$

El momento frecuente resulta 36547 KN·m, por lo que la sección fisura.

Con ello se obtiene el valor de la fibra neutra ($x=0.6111$ m)

Las características de la sección debido a los diferentes elementos es:

	hormigón	pasiva	activa	total
Area	4.43225328	0.143156094	0.0231	16.4787256
Momento estatico	1.73941999	0.056860314	-0.033495	5.62870594
Momento inercia	0.76594997	0.168767363	0.04856775	6.47578482

Co0n ello y aplicando la fórmula:

$$\frac{1}{E(I \cdot A - S^2)} \cdot \begin{bmatrix} I & -S \\ -S & A \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon \\ c \end{Bmatrix}$$

Obtenemos:



$$\begin{Bmatrix} \varepsilon \\ c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -0.0002671 \\ 0.0007884 \end{Bmatrix}$$

Y por tanto una $\sigma_{sr} = -1282.05 \text{ Mpa}$ a una distancia v de $-1,45 \text{ m}$

Una vez tenemos estos datos calculamos la separación media como:

$$Sm = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k1 \cdot \frac{\emptyset \cdot Ac}{As}$$

Siendo:

- $C=0.034$
- $K1=0.125$
- $\emptyset = 32$
- $Ac=0.87\text{m}^2$
- $As=0,03297\text{m}^2$

$$Sm = 0.1503$$

Y la deformación media como:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right)$$

Siendo:

- $K2=0,5$
- $\sigma_{sr} = -118.134$
- $\sigma_s = -282.05$
- $Es=200000$

$$\varepsilon_{sm} = 0.00128657$$

Abertura de fisura= $0.00128657 \cdot 0.1503 = 0.0001934 \text{ m} = 0.193 < 0,2 \text{ mm}$ Cumple

6.4.3. Comprobación a cortante de las secciones

Mediante la ayuda de la herramienta informática del Prontuario de la EHE se calcula el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma V_{u1} y el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma V_{u2} .

Estas resistencias se obtienen dando un ancho efectivo de la sección que resiste el cortante de cálculo "b0" (m), su canto útil "d" (m) y su brazo mecánico en flexión "z" (m).

En las tablas siguientes se muestran las comprobaciones realizadas en las secciones de empotramiento, sección X=38, Sección X=94, y la sección central. Además se muestra el armado propuesto para resistir cortante.

En el apéndice V se encuentran los datos obtenidos por el prontuario informático de la EHE-08.

La obtención de los esfuerzos a cortante se ha obtenido empleando lo mencionado en el apartado 6.3. También se ha tenido en cuenta la reducción de cortante debido al pretensado.

Sección de empotramiento.

Sección en empotramiento.					
	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Vmax	-1510.272	-12054.27	-12288.16	-13564.542	-13798.432
Vmin	-6247.726	-12054.27	-12288.16	-18301.996	-18535.886

Cortante de agotamiento (kN)			
Vu1	39089,8	Vu2	19246,1
Armado a cortante por alma.			
∅	St (m)	Ramas	Resiste
12	0.15	4	

➤ Sección central.

Sección central					
	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Vmax (Y)	1223.533	-5443.27	-5443.495	-4219.737	-4219.962
Vmin (Y)	-1272.787	-5443.27	-5443.495	-6716.057	-6716.282

Cortante de agotamiento (kN)			
Vu1	20344,5	Vu2	7542,0
Armado a cortante por alma.			
∅	St (m)	Ramas	Resiste
12	0.1	4	

➤ Sección X=94

Sección X=94					
	Bridge (cv)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Vmax (Y)	-408.083	1415.13	442.155	1007.047	34.072
Vmin (Y)	-3798.822	1415.13	442.155	-2383.692	-3356.667

Cortante de agotamiento (kN)			
Vu1	33602,3	Vu2	8011,1
Armado a cortante por alma.			
∅	St (m)	Ramas	Resiste
12	0,10	4	

➤ Sección X=94

Sección X=38					
	Bridge (SB)	SAP (pp)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Vmax (Y)	3317.462	3611.57	4343.055	6929.032	7660.517
Vmin (Y)	-302.706	3611.57	4343.055	3308.864	4040.349

Cortante de agotamiento (kN)			
Vu1	33602,3	Vu2	8011,1
Armado a cortante por alma.			
∅	St (m)	Ramas	Resiste
12	0,10	4	



6.5. Neoprenos

6.5.1. Dimensionamiento del aparato de apoyo

Se dimensionan los neoprenos atendiendo a los esfuerzos obtenidos del cálculo de las reacciones con CSiBridge y de las reacciones debido al peso propio y al pretensado, obtenidas con el software SAP2000. Los esfuerzos finales considerados están compuestos por:

Esfuerzos obtenidos con el programa SAP v18

Reacción en apoyos calculado en modelo del puente por fases: 2245,91 KN.

Reacción en apoyos calculado en modelo de puente monolítico: 1953,86 KN

Esfuerzo vertical sobre los neoprenos en el momento de entrada en servicio de la estructura debido al peso propio y el efecto del pretensado: 2245,91 KN

Esfuerzo vertical sobre el neopreno a tiempo infinito debido al peso propio y el efecto del pretensado (media de los anteriores): 2099,885 KN

El esfuerzo vertical máximo que deben soportar los neoprenos debido a las sobrecargas es el que proporciona la combinación característica cuando predominan las cargas gravitatorias (ELSC-VER): 3381,56 KN

Por lo que la carga que debe resistir cada neopreno en el estribo es de:

$$\frac{2245,91 + 3381,56}{2} = 2813,73 \text{ KN} \rightarrow 286,8 \text{ Tn}$$

Por lo que se selecciona un neopreno de 400x500 mm que permite una carga máxima de hasta 300 Tn

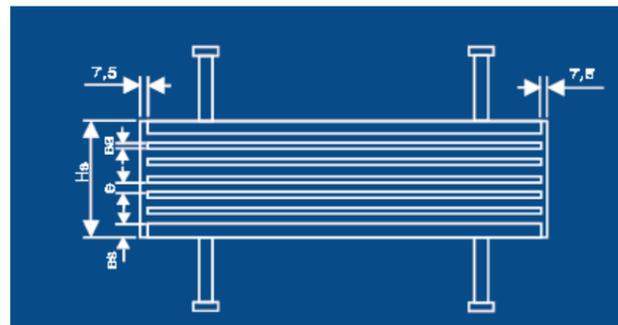
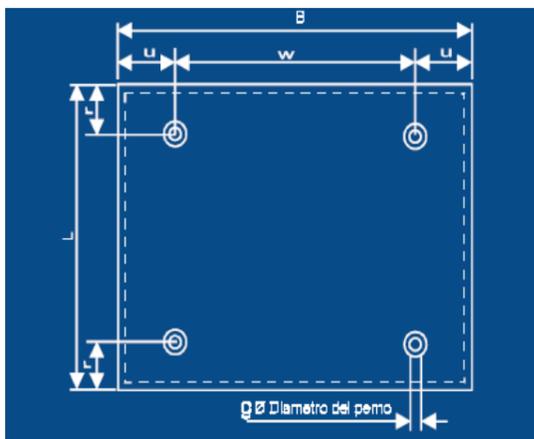


Figura 67-Medidas de neoprenos según el fabricante

REFERENCE	LOAD		MAX. HORIZONTAL LOAD * C (Tn)	ROTATION			DIMENSIONS				Type B RECTANGULAR					
	MAX. V (Tn)	UNIT. Kg/cm ²		L %	B %	L+B %	L (mm)	B (mm)	e (mm)	e _a (mm)	MAX. DISTORTION (mm)	n	E (mm)	N° STEEL LAYERS	H (mm)	WEIGHT (kg)
350x500x24	263	150	12.25	2.9	1.4	2.6	350	500	11	4	11.2	1	16	2	24	14.8
350x500x39				5.8	2.8	6.4					18.9	2	27	3	39	22.9
350x500x54				8.7	4.2	9.6					26.6	3	38	4	54	31
350x500x69				11.6	5.6	12.8					34.3	4	49	5	69	39
350x500x84				14.5	7.0	16.0					42.0	5	60	6	84	47
350x500x99				17.4	8.4	19.2					49.7	6	71	7	99	56
400x500x24	300	150	14.00	2.2	1.4	2.6	400	500	11	4	11.2	1	16	2	24	17
400x500x39				4.4	2.8	5.2					18.9	2	27	3	39	26.2
400x500x54				6.6	4.2	7.8					26.6	3	38	4	54	35
400x500x69				8.8	5.6	10.4					34.3	4	49	5	69	45
400x500x84				11.0	7.0	13.0					42.0	5	60	6	84	54
400x500x99				13.2	8.4	15.6					49.7	6	71	7	99	63
400x500x114				15.4	9.8	18.2					57.4	7	82	8	114	73
500x500x24	375	150	17.50	1.4	1.4	2	500	500	11	4	11.2	1	16	2	24	21.1
500x500x39				2.8	2.8	4					18.9	2	27	3	39	33
500x500x54				4.2	4.2	6					26.6	3	38	4	54	44
500x500x69				5.6	5.6	8					34.3	4	49	5	69	56
500x500x84				7.0	7.0	10					42.0	5	60	6	84	68
500x500x99				8.4	8.4	12					49.7	6	71	7	99	79
500x500x114				9.8	9.8	14					57.7	7	82	8	114	91
500x500x129				11.2	11.2	16					65.1	8	93	9	129	103
450x600x24	405	150	18.90	1.8	1.0	2.0	450	600	11	4	11.2	1	16	2	24	22.8
450x600x39				3.6	2.0	4.0					18.9	2	27	3	39	35
450x600x54				5.4	3.0	6.0					26.6	3	38	4	54	48
450x600x69				7.2	4.0	8.0					34.3	4	49	5	69	61
450x600x84				9.0	5.0	10.0					42.0	5	60	6	84	73
450x600x99				10.8	6.0	12.0					49.7	6	71	7	99	86
450x600x114				12.6	7.0	14.0					57.4	7	82	8	114	98
450x600x129				14.4	8.0	16.0					65.1	8	93	9	129	111
500x600x24	450	150	21.00	1.4	1.0	1.7	500	600	11	4	11.2	1	16	2	24	25.4
500x600x39				2.8	2.0	3.4					18.9	2	27	3	39	39
500x600x54				4.2	3.0	5.1					26.6	3	38	4	54	53
500x600x69				5.6	4.0	6.8					34.3	4	49	5	69	67
500x600x84				7.0	5.0	8.5					42.0	5	60	6	84	81
500x600x99				8.4	6.0	10.2					49.7	6	71	7	99	95
500x600x114				9.8	7.0	12.0					57.4	7	82	8	114	109
500x600x129				11.2	8.0	13.7					65.1	8	93	9	129	123
500x600x144				12.6	9.0	15.4					72.8	9	104	10	144	137
600x700x30	630	150	29.40	1.8	1.4	2.3	600	700	15	5	14.0	1	20	2	30	44
600x700x50				3.6	2.8	4.6					24.5	2	35	3	50	70
600x700x70				5.4	4.2	6.9					35.0	3	50	4	70	95
600x700x90				7.2	5.6	9.2					45.5	4	65	5	90	120
600x700x110				9.0	7.0	11.5					56.0	5	80	6	110	145
600x700x130				10.8	8.4	13.8					66.5	6	95	7	130	170
600x700x150				12.6	9.8	16.1					77.0	7	110	8	150	196
600x700x170				14.4	11.2	18.4					87.5	8	125	9	170	221

Tabla 21-elección de neoprenos

Con estas dimensiones y las dimensiones proporcionadas por el fabricante se calcula la rigidez del apoyo para su posterior introducción en el modelo en el programa Bridge.

Según la Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera, la rigidez de los apoyos de neopreno se calcula como:

$$K = Gx \frac{a \cdot b}{T}$$

Siendo:

- G módulo de elasticidad transversal (10 kp/cm²)



- a y b las dimensiones en planta del neopreno (600 x 700)
- T es el espesor de elastómero del aparato de apoyo (sin contar los zunchos de acero) $(15 \cdot 8 + 5) = 125$ mm

Con estos datos la rigidez resulta $K = 4081$ KN/m, (3360)

Debido a que en determinados casos de cargas puede suceder que la sección de apoyo no transmita peso al pretensado, se dispondrán de neoprenos anclados que impidan el movimiento vertical hacia arriba en el extremo del puente.

6.5.2. Otras comprobaciones.

Debido al no cumplimiento de la condición de la seguridad al deslizamiento según las “recomendaciones para el proyecto y puesta en obra de los apoyos elastoméricos para puentes de carreteras” que establecen al menos una tensión sobre los neoprenos en todo momento de al menos 3 MPa, y siendo que en determinados casos puede concurrir que la reacción sea vertical sea negativa sobre el mismo. Se debe disponer de un apoyo anclado que permite el desplazamiento en el plano del tablero, así como los giros sobre el neopreno.

Las mismas recomendaciones contemplan que la distorsión máxima del neopreno no supere las características que proporciona el fabricante en este caso 87,5 mm.

El máximo desplazamiento de la sección sobre el neopreno se obtiene con la combinación característica que mayor la acción horizontal debido al frenado, con un valor de 86,3 mm. por lo que se cumple dicha condición.

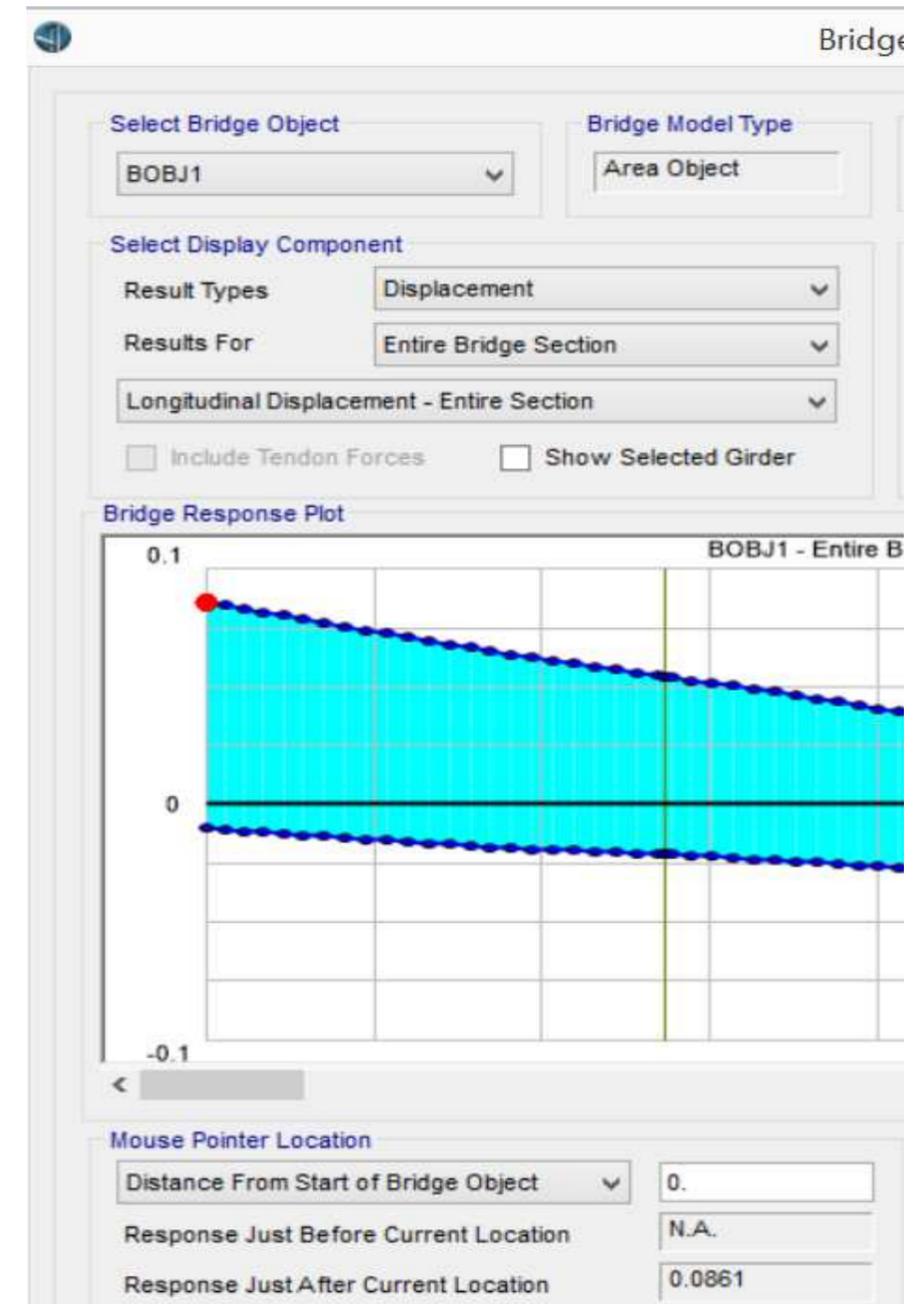


Figura 68- Máximo desplazamiento.



6.6. Pilas

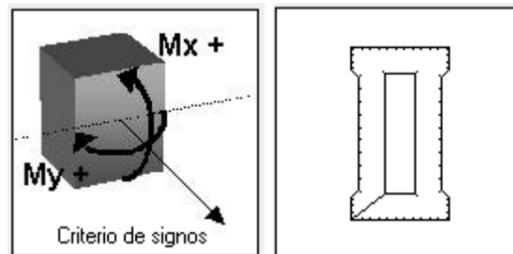
En la obtención de los esfuerzos de las pilas se ha considerado para cada esfuerzo

6.6.1. Comprobación 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.

Además, con la ayuda del prontuario informático se llega a valores similares que respaldan los cálculos manuales.

Dado que las pilas, tanto en cabeza como en base, se ven sometidas a flexión esviada (esfuerzos en ambos ejes sobre la pieza), se escoge realizar el análisis con el eje que ejerce mayor esfuerzo sobre la misma. El eje de mayor inercia es el Mx como se ve en la ilustración.



Los cálculos determinan si existe pandeo comparando el valor de esbeltez mecánica de la sección considerada y la esbeltez límite. Si la primera es menor que la segunda entonces el elemento no pandea y por tanto no es necesario que se consideren los efectos de segundo orden.

A continuación se muestra las fórmulas incluidas en el cálculo de la esbeltez del elemento:

$$\lambda = \frac{I_o}{i}$$

Donde:

$$I_o = \alpha \cdot l \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Siendo:

- 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

Como valores constantes para todas las combinaciones, se toma $\alpha=1$ considerando la pila empotrada en su extremo inferior y translacional en el eje perpendicular al eje vertical. La altura h de la sección media es de 2,7 metros, un $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ y área de sección de $8,96 \text{ m}^2$.

Para el cálculo de la esbeltez límite:

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

donde:

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

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

$$M_{01} = M_{sup} + N_{Ed} \cdot e_i \quad M_{02} = M_{inf} + N_{Ed} \cdot e_i$$

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

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 media de cada pila y en cuanto a la consideración de esfuerzos se ha tomado el axil con su combinación más desfavorable actuante en base de cimentación. De manera simplificada se han tomado, tanto en base como en cimentación, los valores de momento más amplios aunque estos puedan no actuar a la vez., incluyendo de este modo el resto de posibles casos.

La consideración de momentos positivos y negativos sobre el elemento, se han tomado para el instante t pésimo en cada caso.

El sistema se toma como traslacional debido a la ausencia de arriostramientos a la altura del tablero. Las condiciones de vinculación en ambos extremos del pilar son por tanto:

- Empotramiento en la base.
- Empotramiento con deslizamiento permitido horizontalmente.

Con estas condiciones el factor α es 1 según la figura 43.1.1 de la EHE-08 por lo que la longitud de pandeo es la longitud real.

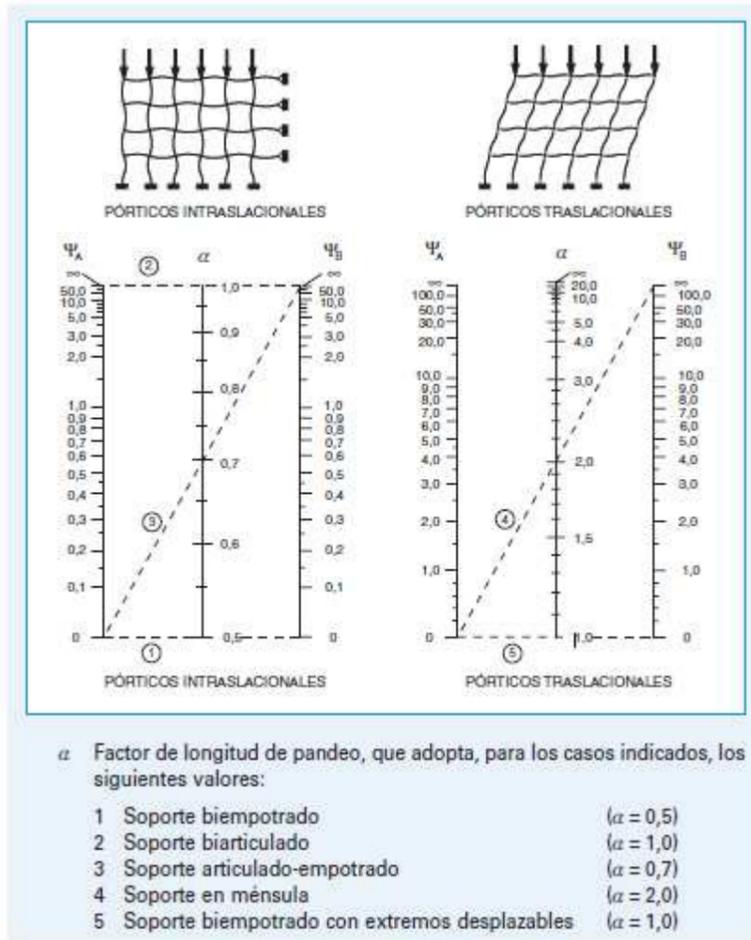


Figura 69- Factor de longitud de pandeo

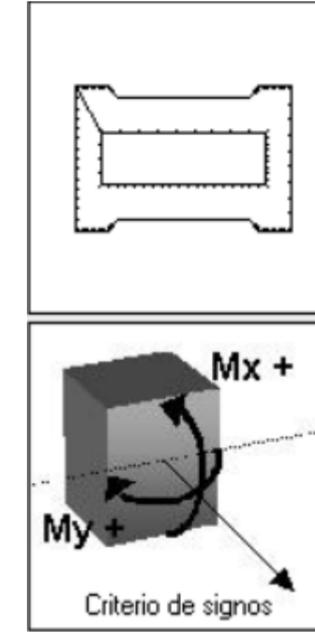


Figura 70- Criterio de signos para el cálculo del pandeo

A continuación se muestra tablas resumen de los cálculos realizados.

Comprobación a pandeo. Sección media							
Pila	Datos		Esfuerzos		Resultados		
	Longitud		Momento en cabeza KN·m	Momento en base KN·m	Esbeltez mecánica	Esbeltez límite	¿Pandeo?
1	Longitud	38,1 m					
	Área media	8,80 m ²	Máximos	10981.01	47.48	53.90	No
	Canto medio	2.78 m	Mínimos	-16502.55	47.48	49.87	No
	Axil (Nmax)	47330.214 KN					
Pila	Datos		Esfuerzos		Resultados		
	Longitud		Momento en cabeza KN·m	Momento en base KN·m	Esbeltez mecánica	Esbeltez límite	¿Pandeo?
2	Longitud	47.9					
	Área media	8,80 m ²	Máximos	5614.74	59.69	64.25	No
	Canto medio	2.78 m	Mínimos	-23172.86	59.69	61.23	No
	Axil (Nmax)	48997.873 KN					

Tabla 22 - Resultados del cálculo de pandeo.

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

6.6.2. Comprobación secciones en ELU

Para la comprobación de la pila frente a los esfuerzos últimos que la solicita, se realizan comprobaciones en dos secciones: Sección en cabeza y en cimentación.

Para ello se recopilan una serie de esfuerzos más desfavorables, dependiendo de la combinación que se emplee para su cálculo. Se trata de buscar las combinaciones con mayor y mínimo: Axil, momento en el eje Y y momento en el eje X.

Estos esfuerzos se obtienen en base de pila con las reacciones obtenidas en el modelo y el proceso de cálculo para tiempo o y tiempo infinito expuesto en el apartado 6.2

➤ En base de pila:

	pila 1			pila 2			
	MX (KN·m)	MY (KN·m)	AXIL (m)	MX (KN·m)	MY (KN·m)	AXIL (m)	
mx max	17931.009	81437.83	45485.521	mx max	8790.7735	72218	47180.533
mx min	-21495.221	-81974.8946	36928.7485	mx min	-21047.0248	-72291.0662	38588.924
my max	7827.9	134429.16	45470.761	my max	1348.0235	119519	47162.085
my min	-5054.9952	-135260.693	36943.2485	my min	-19532.4986	-119636.215	38606.906
axil max	7521.1497	83280.0756	47330.214	axil max	2912.7018	73367.0823	48997.873
axil min	-13500.5995	-81974.9961	36803.1495	axil min	-21050.2642	-72281.3538	38465.699

Para su comprobación se ha empleado el Prontuario Informático de la EHE 3.1, obteniendo el diagrama de interacción de momentos para el áxil mínimo que puede aparecer sobre la pila, pese a que no sea concomitante con el resto de esfuerzos.

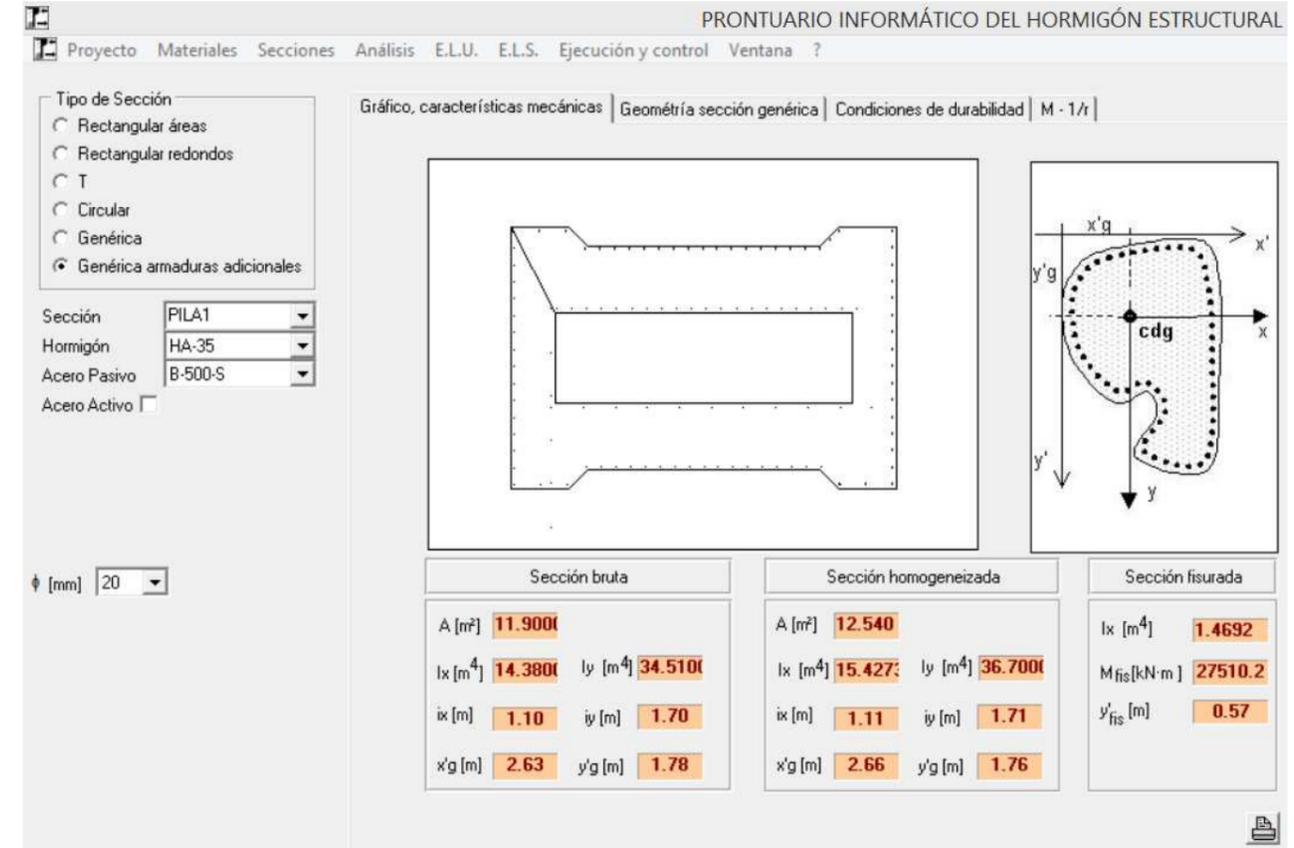


Figura 71- Características en cimentación de pilas

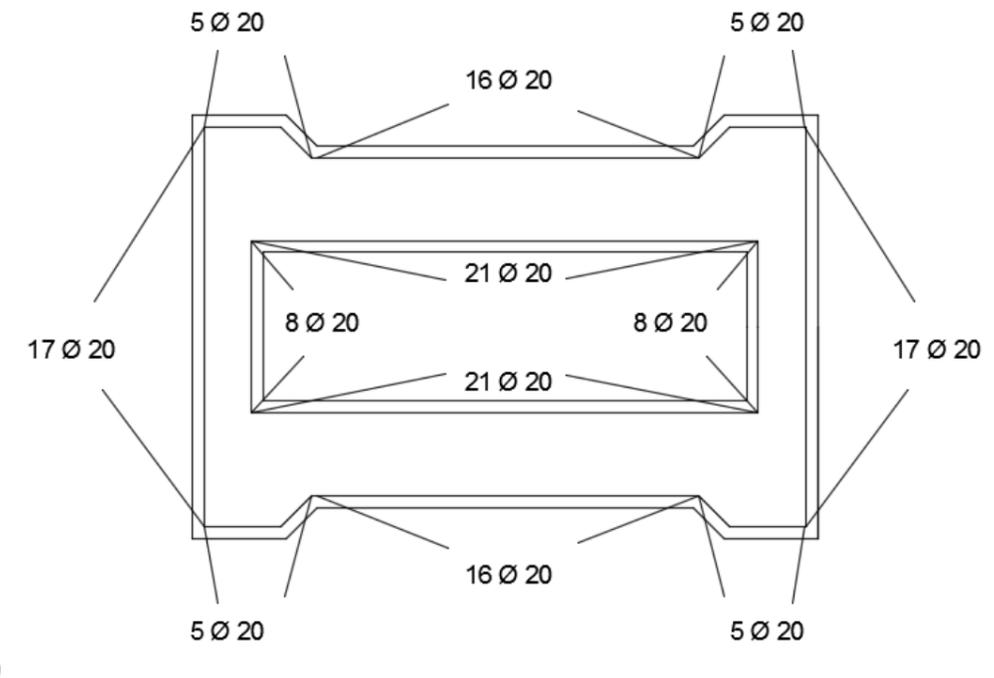


Figura 72- Armado en base de pila 1 y 2

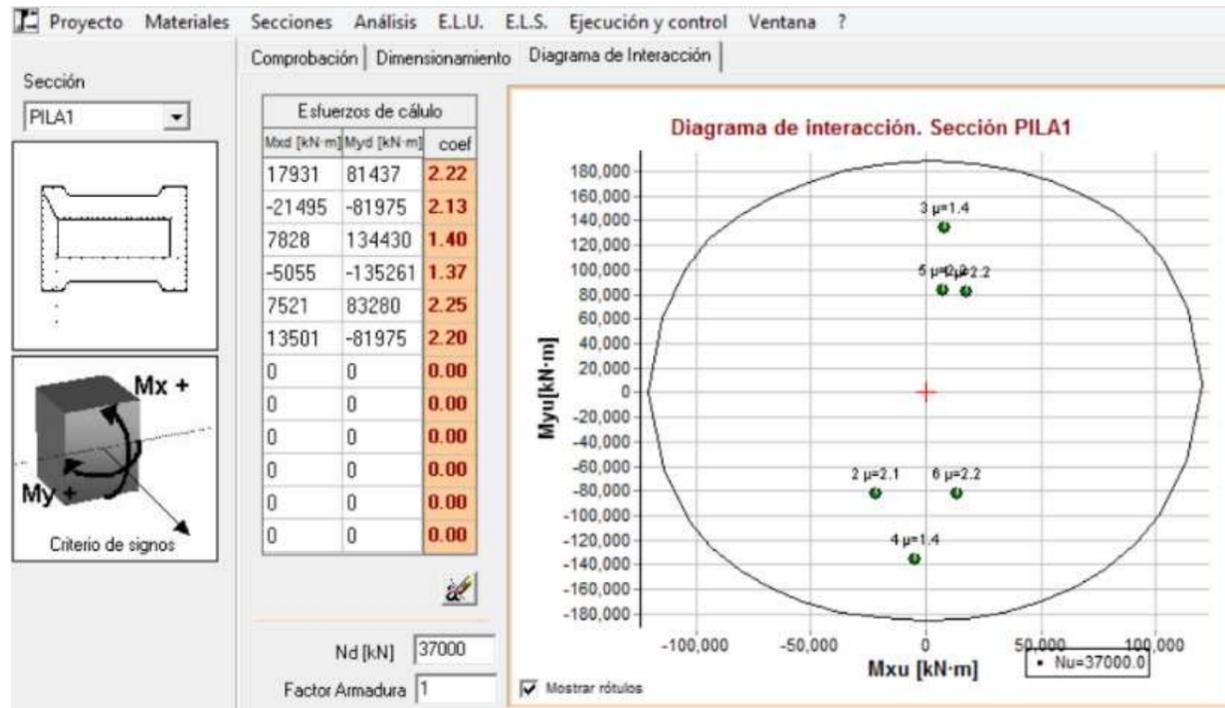


Figura 73-Diagrama de interacción y factores de seguridad. Base pila 1

➤ En cabeza de pila

Los esfuerzos en cabeza de pila son:

	pila 1		
	MX (KN·m)	MY (KN·m)	AXIL (m)
Max	10981.009	6020.5	39672.739
Min	-16502.552	-6094.7	44460.6245

	pila 2		
	MX (KN·m)	MY (KN·m)	AXIL (m)
Max	5614.7443	8146	41440.053
Min	-23172.859	-8241	46022.285

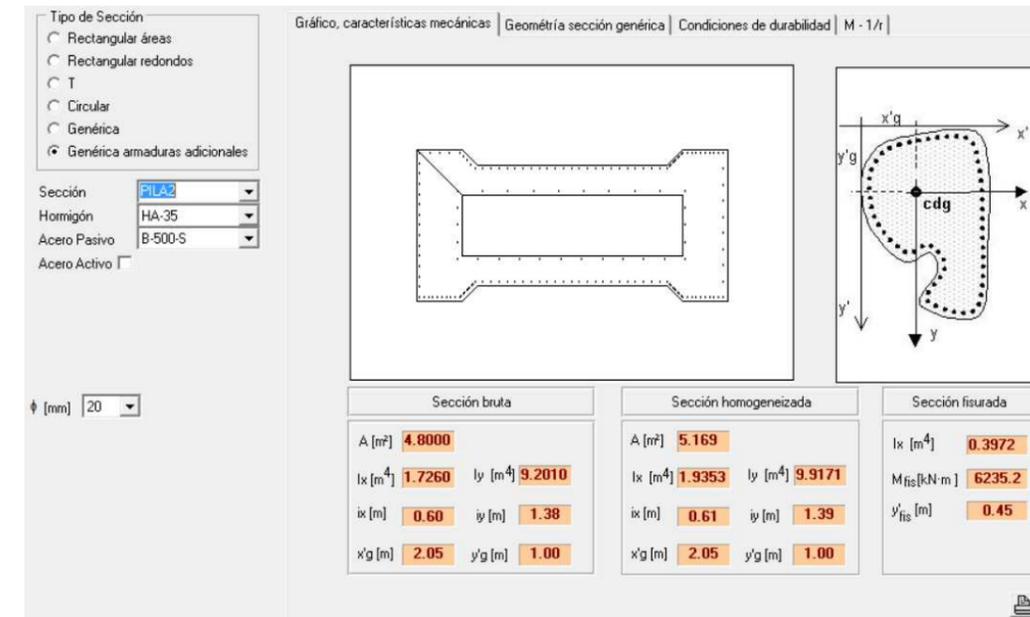


Figura 75- Características en cabeza de pilas

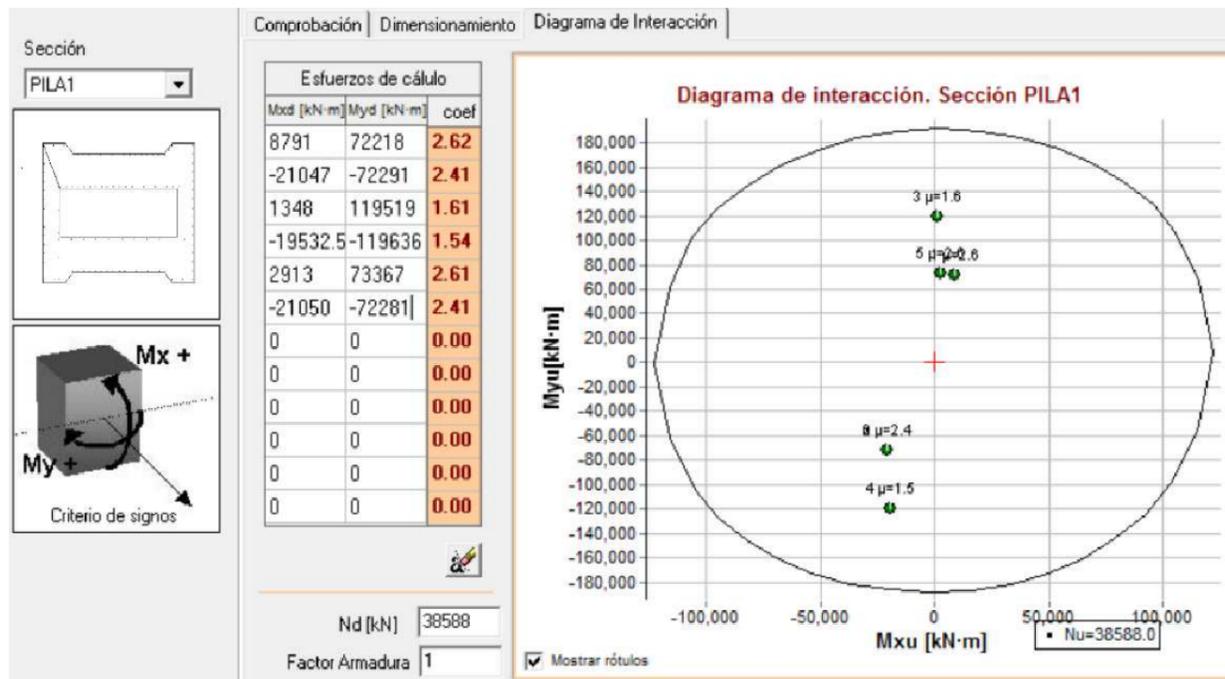


Figura 74- Diagrama de interacción y factores de seguridad. Base pila 2

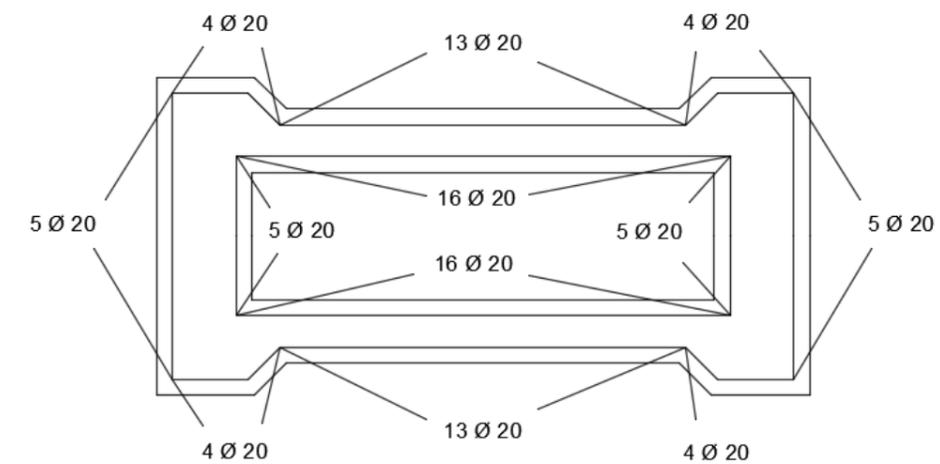


Figura 76- Armado en cabeza de pila 1 y 2

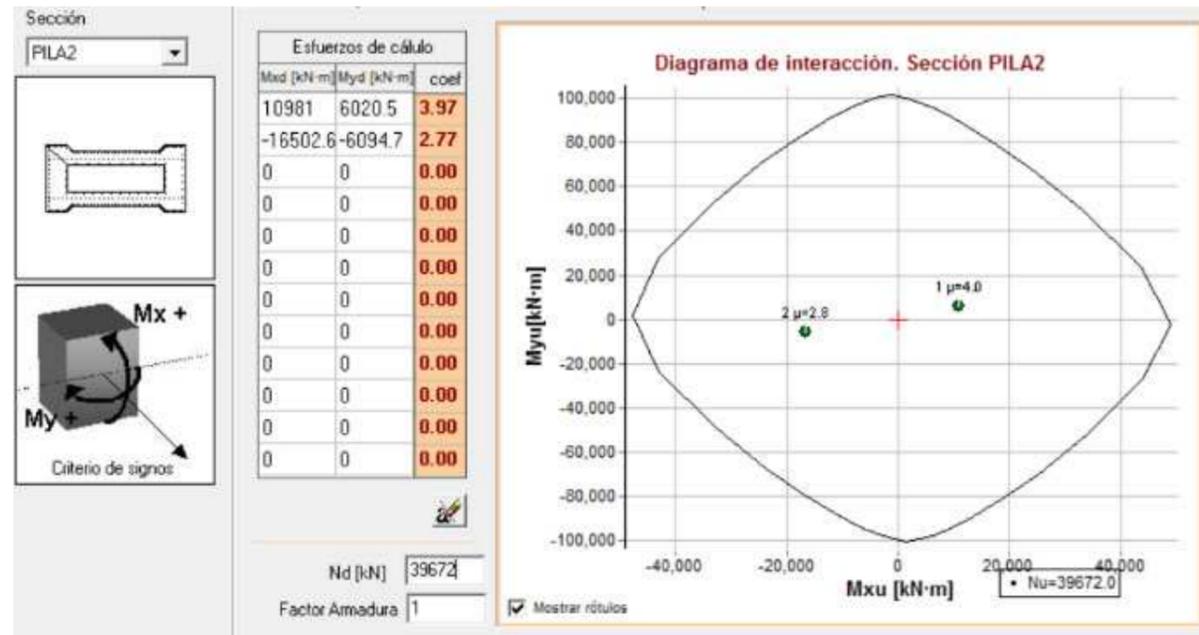


Figura 77-Diagrama de interacción y factores de seguridad. Cabeza en pila 1

6.7. Cimentación de pilas

6.7.1. Aspectos geotécnicos

Según la guía de cimentaciones en obras de carretera se deberán realizar para cimentaciones superficiales las comprobaciones de estabilidad global, hundimiento, deslizamiento, vuelco y rotura del elemento estructural de cimentación frente esfuerzos en Estado Límite de Servicio para combinación característica.

Atendiendo a los datos que el estudio geotécnico ofrece, el terreno sobre el cual se asienta las cimentaciones del segundo puente es de tipo T_{M3} consistente en dolomías negras con calizas o calizo dolomías grises y ocres, con un RCS (resistencia a compresión simple) de 33,85 MPa.

- Seguridad frente al hundimiento:

Para la obtención de la seguridad frente al hundimiento, se ha comparado la carga neta transmitida al terreno con la carga admisible proporcionada por el estudio geotécnico realizado previamente.

.Pila 1	Axil	Fy	Fx	qtn	Factor seguridad	¿Cumple?
Esfuerzos Máx axil, Máx My	44279.93	1549.073	195.487	0.3163713	12.8756937	Si
Esfuerzos Mín axil, Máx My	37093.856	-2563.162	-262.388	0.26378169	15.4426941	Si
Esfuerzos Máx axil, Mín My	44279.93	1549.073	195.487	0.3163713	12.8756937	Si
Esfuerzos Mín axil, Mín My	37001.942	-1567.465	-301.671	0.26715795	15.2475343	Si
Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	43050.138	1530.055	421.099	0.33749259	12.0698947	Si
Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	37084.189	-1548.425	-552.565	0.29727555	13.7027751	Si
Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	39871.533	-1567.465	-301.671	0.26712349	15.2495012	Si
Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	37093.856	-2563.162	-262.388	0.26378169	15.4426941	Si

Pila 2	Axil	Fy	Fx	qtn	Factor seguridad	¿Cumple?
Esfuerzos Máx axil, Máx My	45976.542	1218.906	230.886	0.31162647	12.2229669	Si
Esfuerzos Mín axil, Máx My	38748.098	-1973.975	-120.494	0.26599463	14.3198382	Si
Esfuerzos Máx axil, Mín My	45976.542	1218.906	230.886	0.31162647	12.2229669	Si
Esfuerzos Mín axil, Mín My	38667.655	-1218.092	-175.357	0.26807805	14.2085486	Si
Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	44764.982	1197.024	357.221	0.31927891	11.9300083	Si
Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	38736.11	-1196.178	-281.097	0.28827221	13.2132057	Si
Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	44816.117	1197.035	233.279	0.30604949	12.4456994	Si
Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	38748.098	-1973.975	-120.494	0.26599463	14.3198382	Si

- Seguridad frente al deslizamiento

Según el apartado 4.6 de la GCOC, "No será necesario comprobar el fallo por deslizamiento en aquellas cimentaciones en las que la resultante de las cargas actuantes tiene una inclinación máxima, medida respecto a la normal al plano de cimentación, que sea, en cualquier situación, inferior al 20% ($tg\delta < 0.20$)."

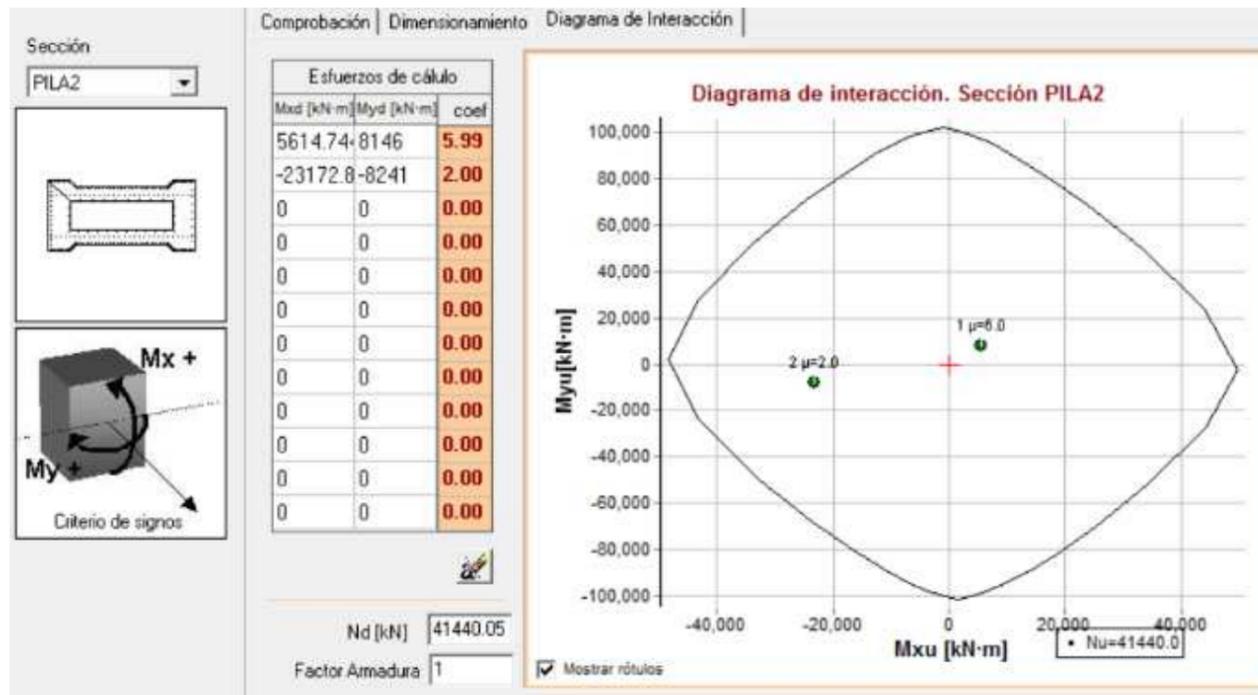


Figura 78-Diagrama de interacción y factores de seguridad. Cabeza en pila 2



Es por ello por lo que a continuación se calcula el ángulo de inclinación de la resultante con la vertical para poder descartar esta comprobación. Se tendrá en cuenta la componente resultante de los esfuerzos horizontales en ambos ejes X e Y (obteniendo una componente más desfavorable con mayor inclinación).

Pila 1	Axil	Fy	Fx	Resultante H	tg d	¿Cumple?
Máx axil, Máx My	44279.93	1549.073	195.487	1561.359128	0.03528	Si
Mín axil, Máx My	37093.856	-2563.162	-262.388	2576.55718	0.06957	Si
Máx axil, Mín My	44279.93	1549.073	195.487	1561.359128	0.03528	Si
Mín axil, Mín My	37001.942	-1567.465	-301.671	1596.230534	0.04317	Si
Máx axil, Máx Mx	43050.138	1530.055	421.099	1586.944445	0.03688	Si
Mín axil, Máx Mx	37084.189	-1548.425	-552.565	1644.064494	0.04436	Si
Máx axil, Mín Mx	39871.533	-1567.465	-301.671	1596.230534	0.04006	Si
Mín axil, Mín Mx	37093.856	-2563.162	-262.388	2576.55718	0.06957	Si

Pila 2	Axil	Fy	Fx	Resultante H	tg d	¿Cumple?
Máx axil, Máx My	45976.542	1218.906	230.886	1240.580583	0.02699	Si
Mín axil, Máx My	38748.098	-1973.975	-120.494	1977.649136	0.05108	Si
Máx axil, Mín My	45976.542	1218.906	230.886	1240.580583	0.02699	Si
Mín axil, Mín My	38667.655	-1218.092	-175.357	1230.649502	0.03184	Si
Máx axil, Máx Mx	44764.982	1197.024	357.221	1249.189057	0.02791	Si
Mín axil, Máx Mx	38736.11	-1196.178	-281.097	1228.76252	0.03173	Si
Máx axil, Mín Mx	44816.117	1197.035	233.279	1219.553969	0.02722	Si
Mín axil, Mín Mx	38748.098	-1973.975	-120.494	1977.649136	0.05108	Si

Dado que para todas las combinaciones cumplen, siendo la tangente de la resultante inferior a 0,20, no se comprueban los elementos a deslizamiento.

➤ Seguridad frente a vuelco:

Para la comprobación de inestabilidad frente al vuelco de cimentaciones superficiales se sigue el apartado 4.7. de la GCOC. En este se menciona la no necesidad de comprobar este fenómeno en pilas de puentes que satisfagan deslizamiento, hundimiento y paso por el núcleo central.

En el apartado anterior del presente trabajo se ha comprobado la seguridad frente al hundimiento cumpliendo para todas las combinaciones de esfuerzos propuestas. De igual manera, se ha comprobado que no es necesario el cálculo a deslizamiento. Sin embargo, y como se verá en siguientes apartados, para las combinaciones de esfuerzos más desfavorables la cimentación superficial con las dimensiones consideradas despegan, por lo que la condición de paso por el núcleo central se incumple. De modo que se procede al cálculo de seguridad frente a vuelco.

Para ello se obtendrá para cada combinación un factor de seguridad resultante de dividir los momentos estabilizadores entre los momentos volcadores sobre el vértice inferior de la zapata.

$$F_v = \frac{\sum M_{estabilizadores}}{\sum M_{volcadores}}$$

Dado que se tienen momentos actuantes en ambos ejes de la zapata, se realiza por separado para eje X y para eje Y. En la tabla siguiente se muestran los resultados.

	Pila 1	Axil	Fy	Fx	Torsor	My	Mx
A	Esfuerzos Máx axil, Máx My	44279.93	1549.07	195.49	777.28	5972.08	55504.34
B	Esfuerzos Mín axil, Máx My	37093.86	-2563.16	-262.39	-1187.41	-7480.42	-90188.00
C	Esfuerzos Máx axil, Mín My	44279.93	1549.07	195.49	777.28	5972.08	55504.34
D	Esfuerzos Mín axil, Mín My	37001.94	-1567.47	-301.67	-766.70	-8397.90	-55897.09
E	Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	43050.14	1530.06	421.10	759.43	12912.10	54276.17
F	Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	37084.19	-1548.43	-552.57	-752.77	-14928.20	-54664.13
G	Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	39871.53	-1567.47	-301.67	-766.70	-3129.33	-55897.09
H	Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	37093.86	-2563.16	-262.39	-1187.41	-7480.42	-90188.00

SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO					
Plano x			Plano y		
Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad	Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad
279509.89	6421.70	43.53	279509.89	59067.20	4.73
239986.48	8083.91	29.69	239986.48	96083.27	2.50
279509.89	6421.70	43.53	279509.89	59067.20	4.73
239480.96	9091.74	26.34	239480.96	59502.26	4.02
272746.03	13880.63	19.65	272746.03	57795.30	4.72
239933.31	16199.10	14.81	239933.31	58225.51	4.12
255263.71	3823.18	66.77	255263.71	59502.26	4.29
239986.48	8083.91	29.69	239986.48	96083.27	2.50

	Pila 2	Axil	Fy	Fx	Torsor	My	Mx
A	Esfuerzos Máx axil, Máx My	45976.54	1218.91	230.89	507.00	2807.31	48912.67
B	Esfuerzos Mín axil, Máx My	38748.10	-1973.98	-120.49	-757.45	-5936.79	-79754.64
C	Esfuerzos Máx axil, Mín My	45976.54	1218.91	230.89	507.00	2807.31	48912.67
D	Esfuerzos Mín axil, Mín My	38667.66	-1218.09	-175.36	-514.96	-6546.45	-48959.98
E	Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	44764.98	1197.02	357.22	482.04	6726.07	48146.81
F	Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	38736.11	-1196.18	-281.10	-486.81	-10900.68	-48191.20
G	Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	44816.12	1197.04	233.28	473.59	3697.60	48137.70
H	Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	38748.10	-1973.98	-120.49	-757.45	-5936.79	-79754.64



SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO					
Plano x			Plano y		
Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad	Momentos estabilizadores	Momentos volcadores	Factor de seguridad
288841.26	3338.35	86.52	288841.26	51716.16	5.59
249084.81	6213.93	40.08	249084.81	84294.78	2.95
288841.26	3338.35	86.52	288841.26	51716.16	5.59
248642.38	6949.77	35.78	248642.38	51761.59	4.80
282177.68	7547.68	37.39	282177.68	50899.96	5.54
249018.88	11547.21	21.57	249018.88	50942.41	4.89
282458.92	4234.14	66.71	282458.92	50890.88	5.55
249084.81	6213.93	40.08	249084.81	84294.78	2.95

Los coeficientes de seguridad obtenidos deberán satisfacer los mínimos que recomienda la GCOC de la tabla 4.9 (tabla 23). En este caso se escoge por seguridad frente vuelco rígido dado que no se retranquea el eje de giro de la zapata, siendo por tanto más exigente este mínimo.

TABLA 4.9. VUELCO: COEFICIENTES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad F_2 (véase apartado 2.10).

Tabla 23-Coeficientes de seguridad mínimos en vuelco

Para el correcto dimensionamiento de las cimentaciones de las pilas primero se realizan combinaciones de los esfuerzos obtenidos en los modelos de cálculo para así obtener aquellas más desfavorables y sus esfuerzos concomitantes.

6.7.2. Aspectos estructurales

➤ Dimensionamiento armado Pila 1

Se realizan las combinaciones de esfuerzos, dando mayor relevancia a esfuerzo axil, momento en eje X y momento en eje Y y cortantes. Tal y como se ha indicado en el apartado 6.1

En el plano X

Esfuerzos ELS	Axil	Fy	Fx	My	Mx
Esfuerzos Máx axil, Máx My	44279.93	1549.073	195.487	5972.0791	55504.3355
Esfuerzos Mín. axil, Máx. My	37093.856	-2563.162	-262.388	-7480.4197	-90188.0005
Esfuerzos Máx axil, Mín My	44279.93	1549.073	195.487	5972.0791	55504.3355
Esfuerzos Mín axil, Mín My	37001.942	-1567.465	-301.671	-8397.895	-55897.0929
Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	43050.138	1530.055	421.099	12912.1028	54276.1711
Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	37084.189	-1548.425	-552.565	-14928.1963	-54664.1348
Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	39871.533	-1567.465	-301.671	-3129.334	-55897.0929
Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	37093.856	-2563.162	-262.388	-7480.4197	-90188.0005

En el plano Y

Esfuerzos en ELU	Axil	Fy	Fx	My	Mx
Esfuerzos Máx axil, Máx My	60196.1304	2323.498	376.197	7521.1497	83280.0756
Esfuerzos Mín axil, Máx My	48804.8065	-3844.854	-330.391	-10323.5562	-135260.693
Esfuerzos Máx axil, Mín My	60196.1304	2323.498	376.197	7521.1497	83280.0756
Esfuerzos Mín axil, Mín My	48666.9365	-2351.309	-389.315	-11699.7692	-83824.3317
Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	58351.4434	2294.971	714.616	17931.1851	81437.829
Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	48790.3065	-2322.75	-765.657	-21495.221	-81974.8946
Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	52540.8844	-2351.309	-389.315	-6431.2082	-83824.3317
Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	48804.8065	-3844.854	-330.391	-10323.5562	-135260.693

Se propone de partida zapatas rectangulares de dimensiones (ancho x largo x canto) 11 x 11 x 2,3 m, dado que la base de la pila con menor superficie es de 5,50 metros. Cabe mencionar que se han tanteado otras dimensiones previamente para llegar a unos esfuerzos admisibles para armar la pieza.

Previamente se tanteó unas dimensiones de 8x8x1,4 m que proporcionaban esfuerzos demasiado altos.

Dadas las combinaciones de esfuerzos anteriormente desarrollados, y para cada una de las combinaciones, se calcula las tensiones que estos producen sobre el terreno y los esfuerzos a los que la zapata se ve sometida y que deberán ser resistidos.

Mediante diagrama de interacción en Estado Límite Último se obtienen los esfuerzos de rotura a axil y el momento de rotura del elemento analizado.

Se obtienen las cuantías necesarias por flexión y los mínimos. Se obtiene el momento de fisuración de cada dovela y en caso de fisurar se obtiene la apertura de fisura.

Los esfuerzos actuantes a flexión sobre la zapata, en la dirección que corresponda, se obtienen sobre una sección situada a 0,15-a hacia el interior de la cara de la pila, siendo a el ancho de pila.

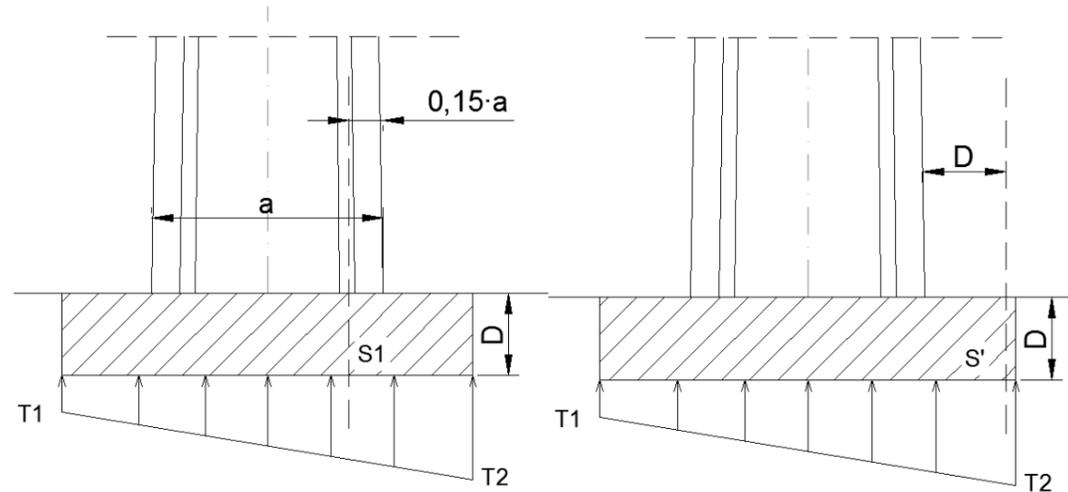


Figura 79-Secciones de comprobación

Pila 1. My	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante?
	Mecánica	Geométrica	Fisuración		As cálculo(m2)	As propuesta (m2)	Nº redondos	f (mm)	
A	2.83E-03	2.07E-03	4.76E-03	0.279	5.93E-03	8.80E-03	7	40	Si
B	2.83E-03	2.07E-03	4.50E-03	0.280	5.20E-03	7.24E-03	9	32	Si
C	2.83E-03	2.07E-03	4.76E-03	0.279	5.93E-03	8.80E-03	7	40	Si
D	2.83E-03	2.07E-03	4.57E-03	0.275	5.10E-03	7.24E-03	9	32	Si
E	2.83E-03	2.07E-03	4.75E-03	0.279	6.02E-03	8.80E-03	7	40	Si
F	2.83E-03	2.07E-03	4.39E-03	0.289	5.40E-03	7.24E-03	9	32	Si
G	2.83E-03	2.07E-03	4.32E-03	0.296	5.40E-03	7.24E-03	9	32	Si
H	2.83E-03	2.07E-03	4.50E-03	0.280	5.20E-03	7.24E-03	9	32	Si

En la tabla siguiente se muestra en resumen los esfuerzos a resistir por la zapata debidos a esfuerzo axial y momento en su eje X.

Pila 1. My	ELU			ELS (cuasipermanente;característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	82.76	3954.10	779.96	55.18	2917.90	575.75
B	-136.95	3371.98	634.06	-91.30	2556.06	482.13
C	82.76	3954.10	779.96	55.18	2917.90	575.75
D	-83.75	3319.67	640.42	-55.83	2521.18	486.38
E	81.75	3960.81	816.61	54.50	2922.37	600.18
F	-82.74	3466.42	701.49	-55.15	2619.02	527.09
G	-83.75	3542.57	663.91	-55.83	2666.99	495.50
H	-136.95	3371.98	634.06	-91.30	2556.06	482.13

La pieza se dimensiona a flexión en estado límite de servicio y se comprueba tanto si se cumple con la cuantía mínima por geometría y mecánicos.

Así mismo, se comprueba si el Momento de fisuración de la pieza es rebasado por el Momento característico de estado límite de servicio. Si es así se comprueba que la abertura de fisura no sobrepasa el máximo permitido por la norma. La abertura queda definida por el ambiente del hormigón, siendo este IIa para elementos en contacto constante con el agua. De esta manera la abertura se limita a 0,3 mm según la instrucción EHE-08 en su apartado

De esta forma, siguiendo las indicaciones de la instrucción EHE-08 y con la ayuda de hoja Excel, se obtienen los siguientes resultados para el eje Y:

Siendo la resistencia de cálculo a cortante de la pieza ($V_{rd,c}$) de 817,16 Kn y el momento de fisuración de 2261,44 kN·m, para todos los casos.

Se comprueba además la limitación de tensiones en estado límite de servicio, donde para evitar fisuras por compresión la instrucción EHE-08 limita la tensión máxima del hormigón en $0,6 \cdot f_{ck}$. Para un f_{ck} de 25 MPa usado en zapatas la tensión máxima es de 15 MPa.

Se limita la tensión de la armadura más traccionada en $-0,8 \cdot f_{yk}$. Para un acero B-500SD, la máxima tensión es de -400 MPa.

	ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES	
	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\sigma_{sm\acute{a}x}$ (MPa)
A	6.39	161.25
B	6.06	170.32
C	6.39	161.25
D	5.97	168.00
E	6.40	161.50
F	6.21	174.52
G	6.32	177.72
H	6.06	170.32

Por lo tanto la armadura que deberá disponerse en el eje Y son 8 barras por metro de 40 mm de diámetro. Debido a la no existencia de barras de dicho diámetro se opta por poner dos capas de barras de 20 mm con 8 barras cada metro



Los esfuerzos obtenidos en el eje X son los que se muestran a continuación:

Pila 1. Mx	ELU			ELS (cuasipermanente;característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	11.11	3890.28	458.99	5.78	2779.76	376.66
B	-9.76	4727.10	580.23	-7.75	3165.65	453.27
C	11.11	3890.28	446.09	5.78	2779.76	376.66
D	-11.50	3315.18	382.82	-8.91	2417.90	336.93
E	21.11	3755.03	430.54	12.44	2689.60	366.11
F	-22.62	3308.05	378.32	-16.33	2413.15	333.73
G	-11.50	3519.78	404.60	-8.91	2569.45	353.05
H	-9.76	4727.10	580.23	-7.75	3165.65	453.27

Obteniéndose así mismo las siguientes cuantías de armadura:

Pila 1. Mx	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante ?
	Mecánica	Geométrica	Fisuración		As cálculo(m ²)	As propuesta (m ²)	Nº redondos	f (mm)	
A	2.83E-03	2.07E-03	4.99E-03	0.262	5.20E-03	8.80E-03	7	40	Si
B	2.83E-03	2.07E-03	4.99E-03	0.256	6.43E-03	1.01E-02	8	40	Si
C	2.83E-03	2.07E-03	4.99E-03	0.262	5.17E-03	8.80E-03	7	40	Si
D	2.83E-03	2.07E-03	4.76E-03	0.261	4.76E-03	7.24E-03	9	32	Si
E	2.83E-03	2.07E-03	4.28E-03	0.299	4.97E-03	7.24E-03	9	32	Si
F	2.83E-03	2.07E-03	4.77E-03	0.260	4.77E-03	7.24E-03	9	32	Si
G	2.83E-03	2.07E-03	4.48E-03	0.282	4.69E-03	7.24E-03	9	32	Si
H	2.83E-03	2.07E-03	4.99E-03	0.256	6.43E-03	1.01E-02	9	32	Si

Cumpléndose las tensiones máximas en ELS:

ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES	
σ _{máx} (MPa)	σ _{máx} (MPa)
6.09	153.62
6.57	153.75
6.09	153.62
5.73	161.12
6.37	179.22
5.72	160.80
6.09	171.22
6.57	153.75

➤ Dimensionamiento armado Pila 2

En la tabla siguiente se muestran los esfuerzos en el arranque de la pila 2:

Esfuerzos ELS	Axil	Fy	Fx	My	Mx
Esfuerzos Máx axil, Máx My	45976.542	1218.906	230.886	2807.3112	48912.672
Esfuerzos Mín axil, Máx My	38748.098	-1973.975	-120.494	-5936.7947	-79754.6368
Esfuerzos Máx axil, Mín My	45976.542	1218.906	230.886	2807.3112	48912.672
Esfuerzos Mín axil, Mín My	38667.655	-1218.092	-175.357	-6546.4466	-48959.983
Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	44764.982	1197.024	357.221	6726.0702	48146.8072
Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	38736.11	-1196.178	-281.097	-10900.6835	-48191.2046
Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	44816.117	1197.035	233.279	3697.5984	48137.6995
Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	38748.098	-1973.975	-120.494	-5936.7947	-79754.6368

Esfuerzos en ELU	Axil	Fy	Fx	My	Mx
Esfuerzos Máx axil, Máx My	62477.7916	1827.818	303.862	2912.7018	73367.0823
Esfuerzos Mín axil, Máx My	51045.6558	-2961.516	-239.702	-19532.4986	-119636.215
Esfuerzos Máx axil, Mín My	62477.7916	1827.818	303.862	2912.7018	73367.0823
Esfuerzos Mín axil, Mín My	50924.9908	-1827.692	-321.996	-20446.9765	-73444.2338
Esfuerzo Máx axil, Máx Mx	60660.4516	1794.995	493.365	8790.8404	72218.2851
Esfuerzos Mín axil, Máx Mx	51027.6738	-1794.821	-480.607	-26978.3318	-72291.0662
Esfuerzos Máx axil, Mín Mx	60737.1546	1795.012	307.451	4248.1327	72204.6235
Esfuerzos Mín axil, Mín Mx	55061.5926	-2961.516	-239.702	-19532.4986	-119636.215

Se procede de la misma forma que la pila 1 para el cálculo del armado de la zapata superficial. Se parte de unas dimensiones propuestas de 10x10x2 m atendiendo a las dimensiones de la pila 2 en su arranque.

Siendo la resistencia de cálculo a cortante de la pieza (V_{rd,c}) de 817,16 Kn y el momento de fisuración de 2261,44 kN·m, para todos los casos.

Se comprueba además la limitación de tensiones en estado límite de servicio, donde para evitar fisuras por compresión la instrucción EHE-08 limita la tensión máxima del hormigón en 0,6·f_{ck}. Para un f_{ck} de 25 MPa usado en zapatas la tensión máxima es de 15 MPa.

Se limita la tensión de la armadura más traccionada en -0,8·f_{yk}. Para un acero B-500SD, la máxima tensión es de -400 MPa.

Los esfuerzos obtenidos en el eje Y son los que se muestran a continuación:



Pila 2. My	ELU			ELS (cuasipermanente;característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	65.11	4084.41	784.68	43.42	3016.92	580.84
B	-105.49	3637.96	721.85	-70.31	2637.08	496.44
C	65.11	4084.41	784.68	43.42	3016.92	580.84
D	-65.10	3595.18	725.67	-43.39	2608.56	498.98
E	63.94	4029.34	794.29	42.64	2980.21	587.25
F	-63.93	3694.03	766.68	-42.61	2674.46	526.32
G	63.94	3971.02	767.88	42.64	2941.33	569.64
H	-105.49	3946.23	779.27	-70.31	2637.08	496.44

Los esfuerzos obtenidos en el eje X son los que se muestran a continuación:

Pila 2. Mx	ELU			ELS (cuasipermanente;característica)		
	S1		S'	S1		S'
	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)	NEd (kN/m)	MEd (kN·m/m)	VEd (kN/m)
A	8.98	3818.89	442.42	6.82	2738.84	309.90
B	-7.08	4149.36	529.37	-3.56	2866.14	362.88
C	8.98	3818.89	442.42	6.82	2738.84	309.90
D	-9.51	3231.07	377.72	-5.18	2367.29	268.97
E	14.58	3700.88	428.80	10.55	2660.17	300.82
F	-14.20	3226.23	374.88	-8.31	2364.06	267.07
G	9.08	3711.06	429.19	6.89	2666.96	301.08
H	-7.08	4256.51	544.62	-3.56	2866.14	362.88

Obteniéndose así mismo las siguientes cuantías de armadura:

Pila 2. My	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante?
	Geométrica	Mecánica	Fisuración		As (m2)	As propuesta	Nº redondos	f (mm)	
A	2.83E-03	2.07E-03	4.60E-03	0.291	6.10E-03	8.80E-03	7	40	Si
B	2.83E-03	2.07E-03	4.36E-03	0.292	5.66E-03	7.24E-03	9	32	Si
C	2.83E-03	2.07E-03	4.60E-03	0.291	6.10E-03	8.80E-03	7	40	Si
D	2.83E-03	2.07E-03	4.41E-03	0.288	5.57E-03	7.24E-03	8	32	Si
E	2.83E-03	2.07E-03	4.66E-03	0.286	6.07E-03	8.80E-03	7	40	Si
F	2.83E-03	2.07E-03	4.30E-03	0.297	5.77E-03	7.24E-03	9	32	Si
G	2.83E-03	2.07E-03	4.72E-03	0.281	5.94E-03	8.80E-03	7	40	Si
H	2.83E-03	2.07E-03	5.26E-03	0.245	6.13E-03	8.80E-03	7	40	Si

Obteniéndose así mismo las siguientes cuantías de armadura:

Pila 2. Mx	Cuantías mínimas de armado			Apertura de fisura (mm)	Dimensionamiento del armado a flexión				¿Resiste cortante?
	Geométrica	Mecánica	Fisuración		As cálculo(m2)	As propuesta (m2)	Nº redondos	f (mm)	
A	2.83E-03	2.07E-03	5.07E-03	0.257	5.09E-03	8.80E-03	7	40	Si
B	2.83E-03	2.07E-03	4.84E-03	0.272	5.67E-03	8.80E-03	7	40	Si
C	2.83E-03	2.07E-03	5.07E-03	0.257	5.09E-03	8.80E-03	7	40	Si
D	2.83E-03	2.07E-03	4.34E-03	0.300	4.34E-03	6.43E-03	8	32	Si
E	2.83E-03	2.07E-03	4.33E-03	0.295	4.91E-03	7.24E-03	9	32	Si
F	2.83E-03	2.07E-03	4.34E-03	0.299	4.31E-03	6.43E-03	8	32	Si
G	2.83E-03	2.07E-03	4.32E-03	0.296	4.93E-03	7.24E-03	9	32	Si
H	2.83E-03	2.07E-03	4.84E-03	0.272	5.82E-03	8.80E-03	7	40	Si

Cumpléndose las tensiones máximas en ELS:

ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES	
σcmáx (MPa)	σsmáx (MPa)
6.61	166.73
6.25	175.72
6.61	166.73
6.18	173.82
6.53	164.70
6.34	178.21
6.44	162.55
5.78	145.73

Cumpléndose las tensiones máximas en ELS:

ELS. LIMITACIÓN DE TENSIONES	
σcmáx (MPa)	σsmáx (MPa)
6.00	151.36
6.28	158.39
6.00	151.36
5.90	176.87
6.30	177.26
5.89	176.62
6.32	177.71
6.28	158.39

Por lo que la armadura que deberá disponerse en el eje X son 16 barras por metro de 20 mm de diámetro dispuestas en dos capas

Por lo que la armadura que deberá disponerse en el eje X son 16 barras por metro de 20 mm de diámetro dispuestas en dos capas

6.8. Estribos

Para el dimensionamiento y armado de ambos estribos se emplea el Software comercial CYPE que permite hacer las comprobaciones geotécnicas y de armado necesarias de la estructura.

Se toma en adelante en este documento el estribo 1 aquel que está situado en primer lugar en el sentido de avance de los Pk y por lo tanto el estribo 2 el segundo.

En ambos casos se prevé una capa intermedia hasta los últimos metros, de pedraplén en el trasdós, Las cotas en las que este pedraplén se sitúa puede consultarse en el apéndice IX

6.8.1. Estribo 1

El estribo se sitúa en el PK 0+641,99

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: nula
- Peso específico: $20 \text{ KN}/\text{m}^3$
- Ángulo de rozamiento = 30°

Los datos proporcionados por la campaña geotécnica proporciona al terreno sobre el que se sitúa el estribo una tensión admisible de $4.31 \text{ Kpa}/\text{m}^2$ a una distancia de soterramiento de 4,5 m. Sin embargo se han empleado $0,5 \text{ Kpa}/\text{m}^2$ del lado de la seguridad al ser un valor muy superior a lo habitual.

Esta distancia de soterramiento se ha obtenido teniendo en cuenta el perfil transversal del terreno a la altura del estribo, considerando que en toda su longitud, este quede suficientemente enterrado.

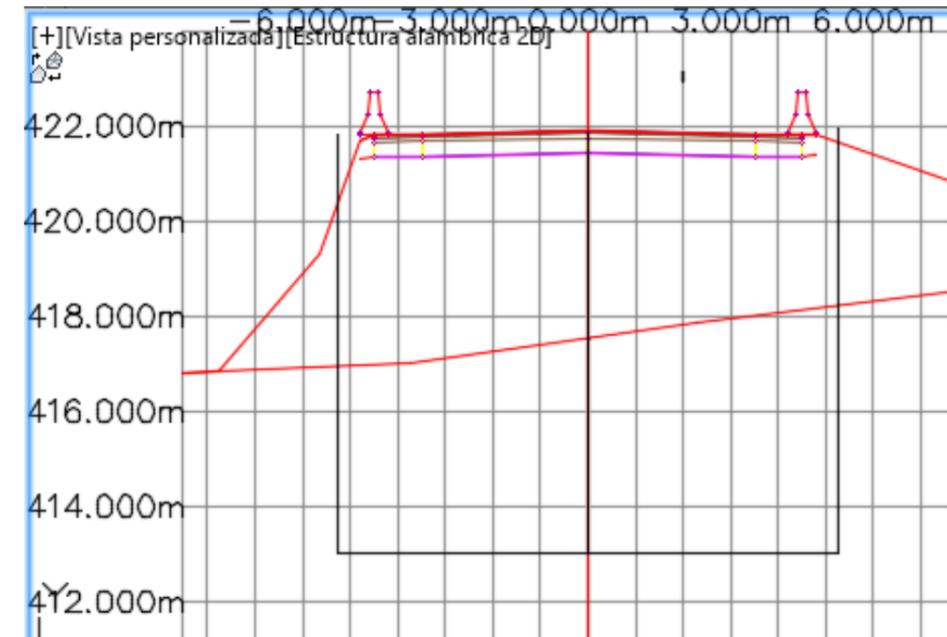


Figura 80-Cálculo de la distancia de soterramiento, estribo 1

Esfuerzos transmitidos:

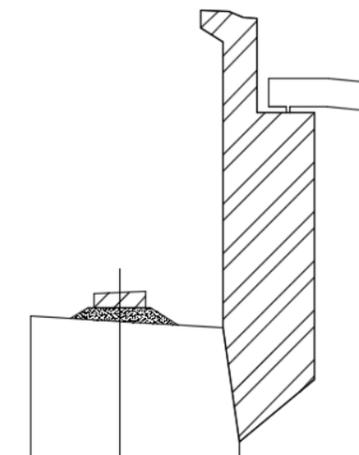


Figura 81- murete de guarda

Dada la geometría y las cargas soportadas por dicho elementos se asemeja a un conjunto de fuerzas:

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

$$2,3381 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ KN}/\text{m}^3 = 58.295 \text{ KN}/\text{m}$$

Este peso propio genera un momento negativo considerando la distancia al centro de gravedad del murete de 1,308 de valor

$$58,295 \cdot (-1,308) = -76,4134 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



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

$$E = \gamma \cdot z^2 \cdot K_a$$

Siendo K_a el coeficiente de empuje activo de valor para las características mencionadas.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30)}{1 + \text{sen}(30)} = 0.33$$

Y por lo tanto:

$$E = 20 \cdot 2,71^2 \cdot 0,33 = 73,441$$

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

$$73,441 \cdot (2,71/3) = 66,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Con lo que finalmente queda un momento con valor:

$$-76,4134 + 66,34 = -10,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Se complementa la sobrecarga del terreno con la sobrecarga de terreno no considerada en el modelo: $2,71 \cdot 20 = 54,2 \text{ KN/m}^2$

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

En el caso del estribo 1 los esfuerzos a considerar son aquellos más desfavorables frente a las diferentes comprobaciones de hundimiento y deslizamiento del muro, englobando de este modo al resto de combinaciones. Para la obtención de estos valores máximos y mínimos se ha tenido en cuenta lo especificado en el apartado 6.3. lo que sea

	Axil (KN)	Cortante (KN)	Axil (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento (KN/m)
Esfuerzos permanentes			58,30	73,44	-10,07
Máx axil, min cortante (hundimiento)	9957.21	-109.75	948.31	-10.45	-----
Mín axil, Máx cortante (deslizamiento)	-1917.4	-566.56	-182.61	-53.96	-----

Con estos datos se modela un elemento que debe resistir en tres fases.

- Recién construido, fase en la que el puente todavía no ha alcanzado en el estribo y por lo tanto este debe soportar por sí mismo el empuje de tierras. No hay más cargas en cabeza que las calculadas anteriormente
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable a hundimiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable al deslizamiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.

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

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

Para el cálculo del se modela teniendo en cuenta la sobrecarga de tráfico del trasdós (10 KN/m²). No se consideran esfuerzos en cabeza, sin embargo, la altura mayor que la del muro frontal del estribo, pues se incluyen los 2,7 metros del murete de guarda hasta el pavimento.

Los resultados parciales del armado y comprobación de estabilidad de estos elementos pueden consultarse en el apéndice IX

El dimensionamiento del muro del estribo queda:



Figura 82-Alzado de estribo 1



La definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior / 4Ø20: inferior / 3Ø20				
Estribos: Ø20c/20				
Canto viga: 93.1 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 100 / 95 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø20c/20 Solape: 0.5 m	Ø20c/20	Ø25c/15 Solape: 1.35 m Refuerzo 1: Ø25 h=2.9 m	Ø20c/20
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø20c/20		Ø20c/10 Longitud de anclaje en prolongación: 115 cm	
Inferior	Ø20c/20		Ø25c/10	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				
Se cumplen todas las comprobaciones				
Información adicional:				
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -6.14 m				
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -6.14 m				
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -4.54 m, Md: 1285.86 kN·m/m, Nd: -37.38 kN/m, Vd: 411.34 kN/m, Tensión máxima del acero: 404.085 MPa				
- Sección crítica a cortante: Cota: -5.14 m				
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -6.14 m, M: 1094.75 kN·m/m, N: 106.85 kN/m				

Figura 83-Estribo 1- definición de armado y coeficientes de seguridad

En el caso de los muros en vuelta el dimensionamiento del muro queda:

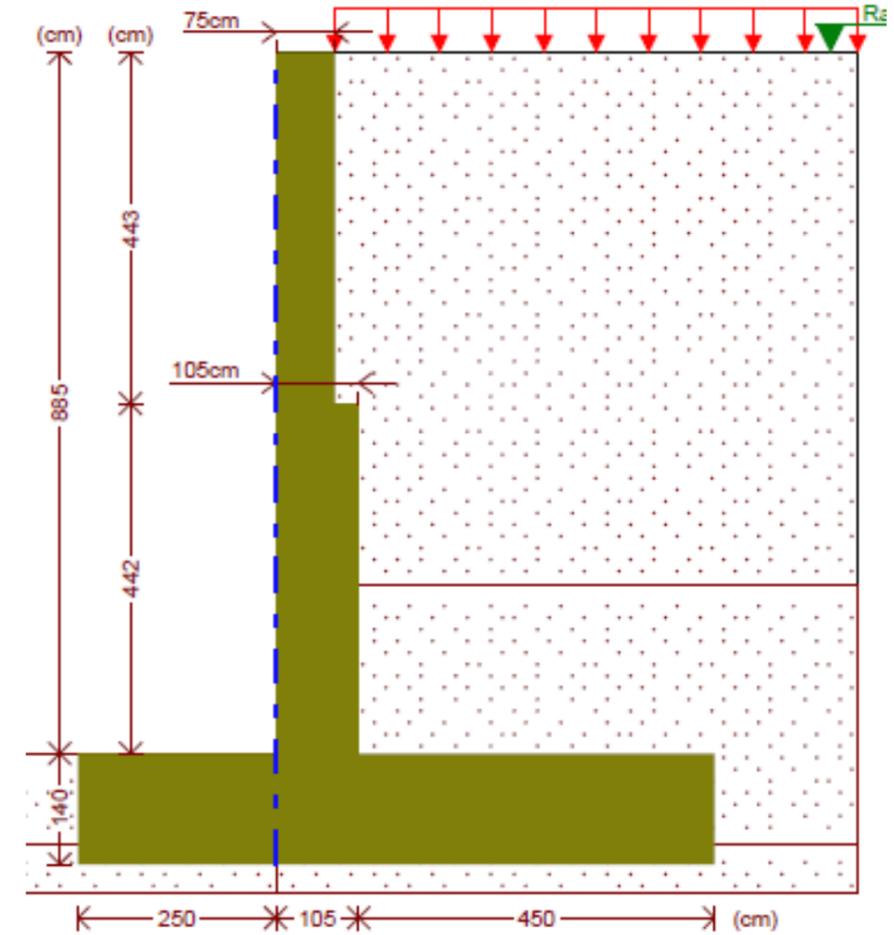


Figura 84-Alzado del muro de vuelta en el estribo 1



Y la definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior: 3Ø20				
Anclaje intradós / trasdós: 96 / 95 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø20c/30 Solape: 0.5 m	Ø20c/30	Ø25c/20 Solape: 1.5 m	Ø25c/20
2	Ø20c/30 Solape: 0.5 m	Ø20c/30	Ø25c/10 Solape: 1.5 m	Ø25c/20
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø20c/20		Ø20c/10 Longitud de anclaje en prolongación: 115 cm	
Inferior	Ø20c/20		Ø20c/10	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				
Referencia: Zapata corrida: sur p1 e1 aletas (puente primero estribo primero aletas)				
Comprobación		Valores	Estado	
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>				
- Coeficiente de seguridad al vuelco:		Mínimo: 2 Calculado: 5.48	Cumple	
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:		Mínimo: 1.5 Calculado: 2.82	Cumple	

Figura 85- Definición del armado y coeficientes de seguridad en el muro de vuelta, estribo 1

6.8.2. Estribo 2

Este estribo se sitúa en el pk 0+883,99

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 nula
- Peso específico: 20 KN/m^3
- Ángulo de rozamiento = 30°

Los datos proporcionados por la campaña geotécnica proporciona al terreno sobre el que se sitúa el estribo una tensión admisible de 3,84 Kpa a una distancia de soterramiento de 4 m. Sin embargo se han empleado 0,5 Kpa/m² del lado de la seguridad al ser un valor muy superior a lo habitual.

Esta distancia de soterramiento se ha obtenido teniendo en cuenta el perfil transversal del terreno a la altura del estribo, considerando que en toda su longitud, este quede suficientemente enterrado.

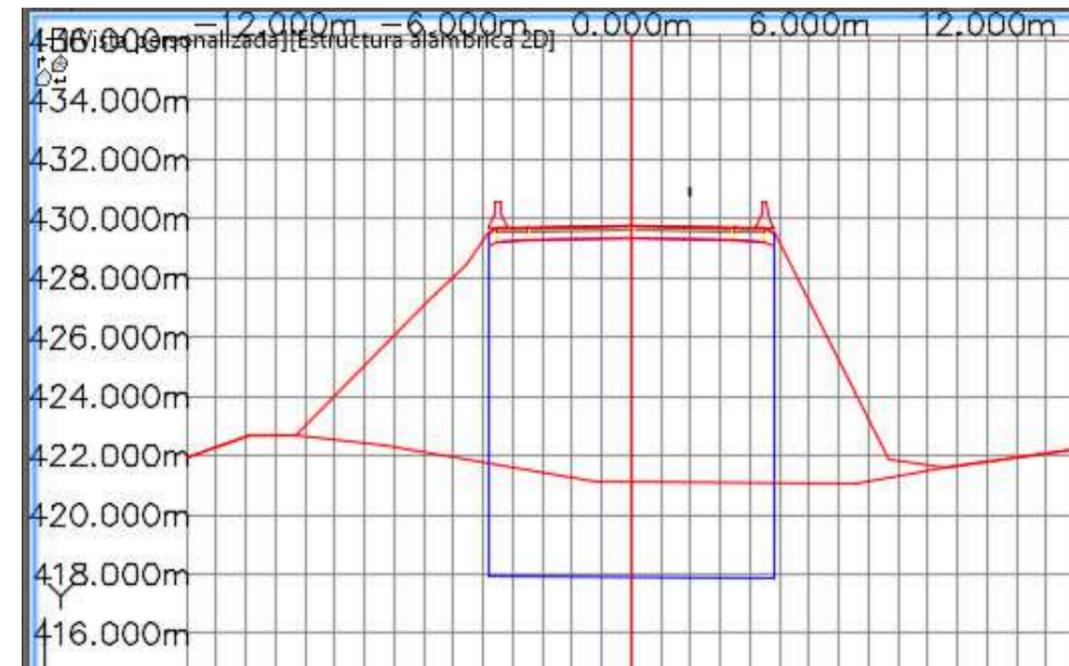


Figura 86-Cálculo de distancia de soterramiento, Estribo 2

Esfuerzos transmitidos:

Dada la geometría y las cargas soportadas por dicho elementos se asemeja a un conjunto de fuerzas:

El murete de guarda es el mismo que en el estribo 1

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

$$2,3381 \text{ m}^2 \cdot 25 \text{ KN/m}^3 = 58.295 \text{ KN/m}$$

Este peso propio genera un momento negativo considerando la distancia al centro de gravedad del **murete** de 1,308 de valor

$$58,295 \cdot (-1,308) = -76,4134 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$E = \gamma \cdot z^2 \cdot K_a$$

Siendo K_a el coeficiente de empuje activo de valor para las características mencionadas.



$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30)}{1 + \text{sen}(30)} = 0.33$$

Y por lo tanto:

$$E = 20 \cdot 2,71^2 \cdot 0,33 = 73,441$$

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

$$73,441 \cdot (2,71/3) = 66,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Con lo que finalmente queda un momento con valor:

$$-76,4134 + 66,34 = -10,07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Se complementa la sobrecarga del terreno con la sobrecarga de terreno no considerada en el modelo: $2,71 \cdot 20 = 54,2 \text{ KN/m}^2$

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

En el caso del estribo 1 los esfuerzos a considerar son aquellos más desfavorables frente a las diferentes comprobaciones de hundimiento y deslizamiento del muro, englobando de este modo al resto de combinaciones. Para la obtención de estos valores máximos y mínimos se ha tenido en cuenta lo especificado en el apartado 6.3

	Axil (KN)	Cortante (KN)	Axil (KN/m)	Cortante (KN/m)	Momento(KN/m)
Esfuerzos permanentes			58,30	73,44	-10,07
Máx axil, min cortante (hundimiento)	9943.93	554.02	947.04	52.76	-----
Mín axil, Máx cortante (deslizamiento)	-2189.61	114.762	-208.53	10.93	-----

Con estos datos se modela un elemento que debe resistir en tres fases.

- Recién construido, fase en la que el puente todavía no ha alcanzado en el estribo y por lo tanto este debe soportar por sí mismo el empuje de tierras. No hay más cargas en cabeza que las calculadas anteriormente
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable a hundimiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.
- Con la carga del puente en la situación más desfavorable al deslizamiento, además de las cargas en cabeza debidas al murete.

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

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

Para el cálculo del se modela teniendo en cuenta la sobrecarga de tráfico del trasdós (10 KN/m^2). No se consideran esfuerzos en cabeza, sin embargo, la altura mayor que la del muro frontal del estribo, pues se incluyen los 2,7 metros del murete de guarda hasta el pavimento.

Los resultados parciales del armado y comprobación de estabilidad de estos elementos pueden consultarse en el apéndice IX

El dimensionamiento del muro del estribo queda:

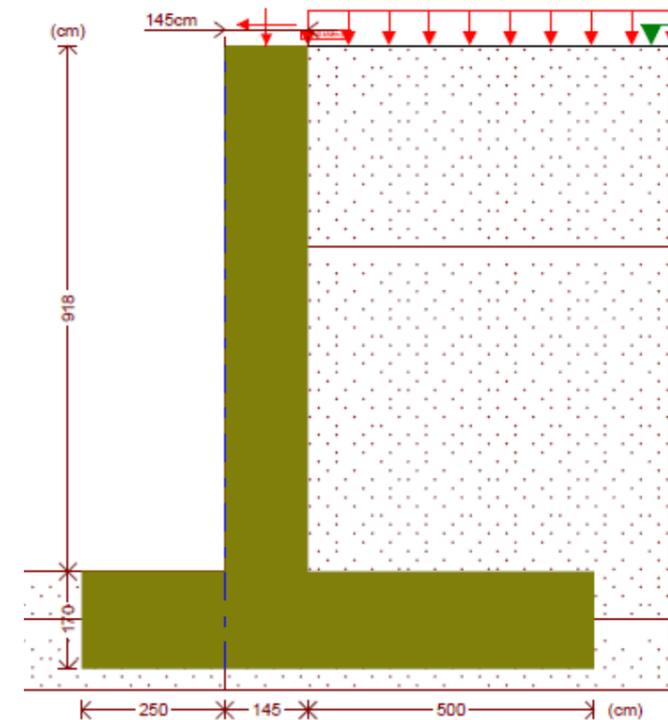


Figura 87-Alzado de estribo 2



La definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior / 4Ø25: inferior / 4Ø25				
Estribos: Ø25c/30				
Canto viga: 133.1 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 100 / 134 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø25c/30 Solape: 0.75 m	Ø25c/20	Ø25c/15 Solape: 1.35 m Refuerzo 1: Ø25 h=3.9 m	Ø25c/20
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø25c/25		Ø32c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 115 cm	
Inferior	Ø25c/25		Ø32c/15 Patilla intradós / trasdós: 30 / - cm	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				
Referencia: Zapata corrida: sur p1 e2 (puente primero estribo segundo)				
Comprobación	Valores		Estado	
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>				
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 3.22	Cumple		
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.36	Cumple		

Figura 88-Estribo 2- definición de armado y coeficientes de seguridad

En el caso de los muros de vuelta el dimensionamiento del muro queda:

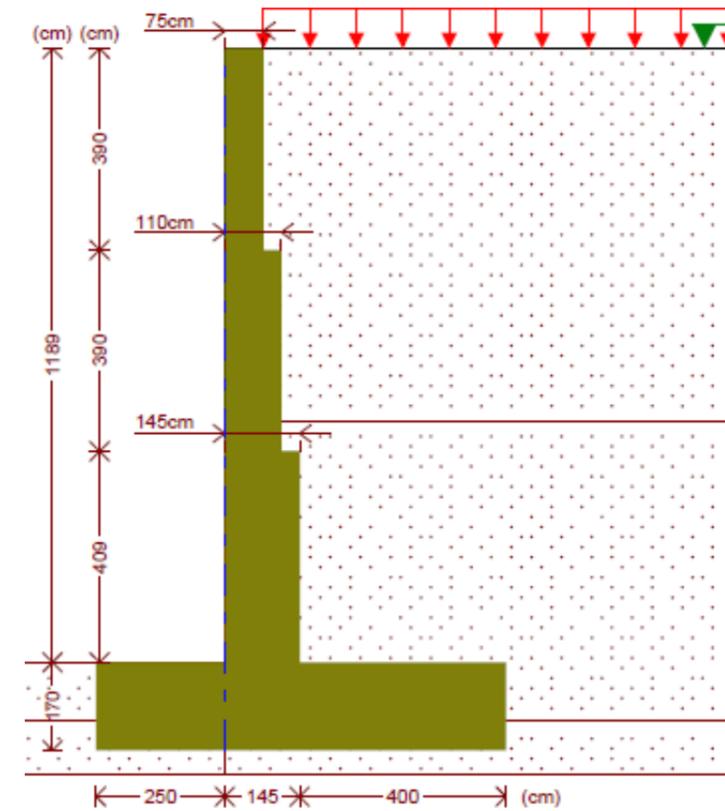


Figura 89-Alzado del muro de vuelta en el estribo 2

Y la definición del armado resulta:

CORONACIÓN				
Armadura superior: 3Ø25				
Anclaje intradós / trasdós: 41 / 65 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø25c/30 Solape: 0.75 m	Ø25c/30	Ø25c/30 Solape: 1.5 m	Ø25c/30
2	Ø25c/30 Solape: 0.75 m	Ø25c/30	Ø25c/15 Solape: 1.5 m	Ø25c/30
3	Ø25c/30 Solape: 0.75 m	Ø25c/30	Ø32c/10 Solape: 2.5 m	Ø25c/30
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø25c/25		Ø32c/15 Longitud de anclaje en prolongación: 115 cm	
Inferior	Ø25c/25		Ø32c/15 Patilla intradós / trasdós: 30 / - cm	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				

Referencia: Zapata corrida: sur p1 e2 aletas (puente primero estribo segundo muro de vuelta)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 3.39	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.44	Cumple

Figura 90- Definición del armado y coeficientes de seguridad en el muro de vuelta, estribo 2

En el caso del estribo dos, se plantean dos aletas superiores para la contención de tierras y retrasar el cono de derrame.

Para el cálculo de estas aletas, que consideraremos de 5 metros de longitud, se modelizan como una viga de ancho medio empotradas en el muro, dicho empalme con el muro debe resistir la flexión del empuje del trasdós.

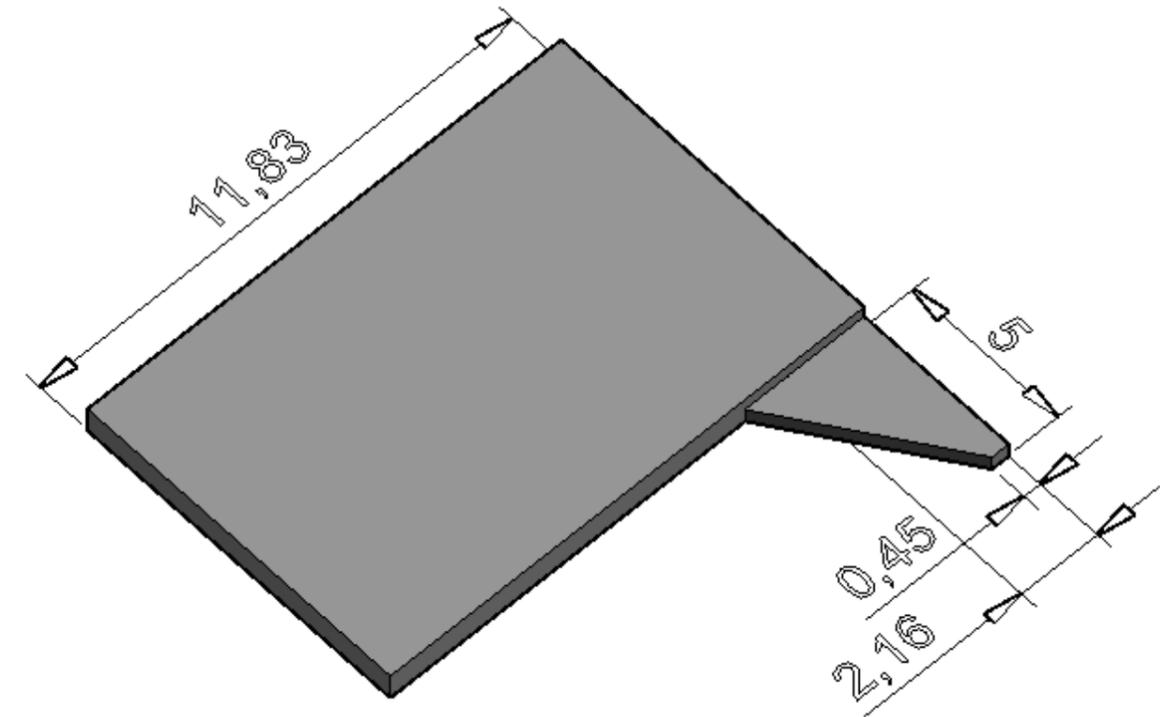


Figura 91-Modelo de la aleta y el muro en vuelta

Para el cálculo de la flexión de la sección en empotramiento:

Altura media de la aleta: 2,16 m

Largo aleta: 5 m

El ancho de la sección en la sección de empotramiento se podría realizar con 75 cm, sin embargo calcularemos con una aleta de ancho 0.4 m

Empuje: $20 \cdot 0.33 \cdot 2.16 \cdot 2.16 = 30.8$ KN/m a lo largo de 5 metros

Cortante $5 \cdot 30.8 = 153.96$ KN

Momento $= 153.96 \cdot 2.5 = 384.91$

Con la ayuda del Prontuario informático del hormigón 3.1 calculamos la resistencia de la sección de empotramiento. Para el cálculo del armado se ha considerado que la armadura resistente a flexión es la continuación de la armadura longitudinal del muro en el tramo 3. Calculada en este mismo apartado.

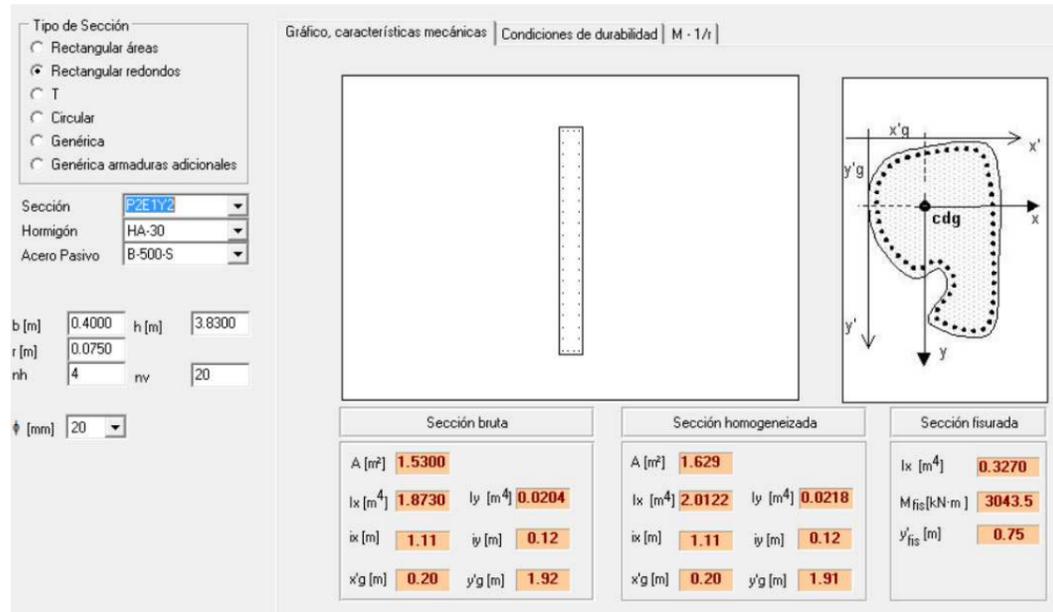


Figura 92- Características en la sección de empotramiento.

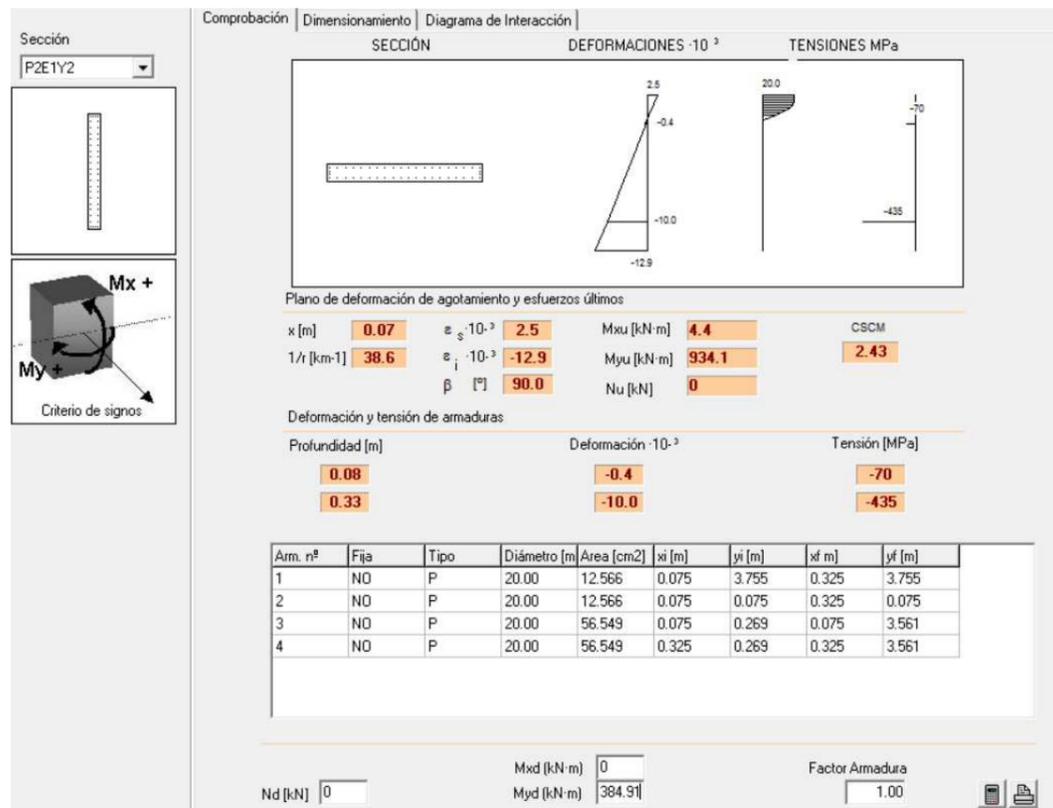


Figura 93- Cálculo de la resistencia del esfuerzo flector.

Como se puede comprobar los esfuerzos son resistidos perfectamente con este dimensionamiento.

6.9. Losa de transición

Para el dimensionamiento de la losa de transición se emplea la “nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso” la cual presta indicaciones sobre este elemento.

La anchura de la losa será igual a la anchura de la plataforma, es decir 10,5 metros (calzada más arceles).

El canto de la losa de transición se define de 30 cm. tal y como recomienda la nota técnica, pues no se prevén fuertes asentamientos por poca capacidad portante del cemento del terraplén de acceso.

La longitud debe ser inferior a la altura del terraplén y en ningún caso inferior a 3 metros, de modo que se estima una losa de 4,5 metros de longitud.

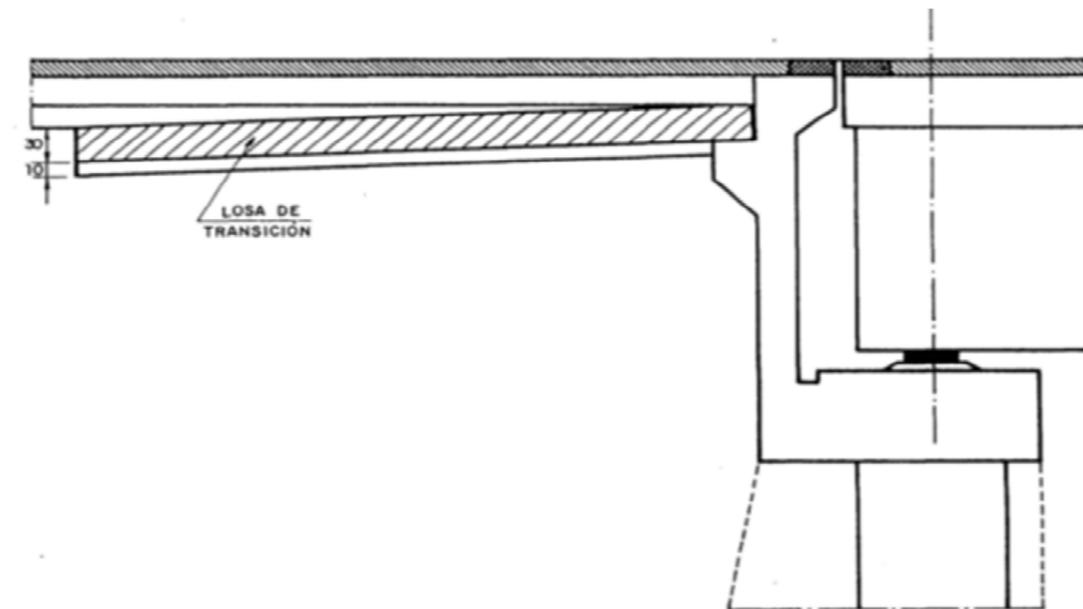


Figura 94- Recomendación de la losa de transición

6.10. Junta de dilatación

Con el cálculo de desplazamiento horizontal máximo de la sección calculado en el apartado 6.5.2., se selecciona una junta de dilatación que permita absorber el doble de dicha magnitud.

$$86,3 \text{ mm} \cdot 2 = 182,6 \text{ mm}$$

Se opta por una junta de dilatación tipo T-250 que permite un desplazamiento horizontal de hasta 0,25 metros.

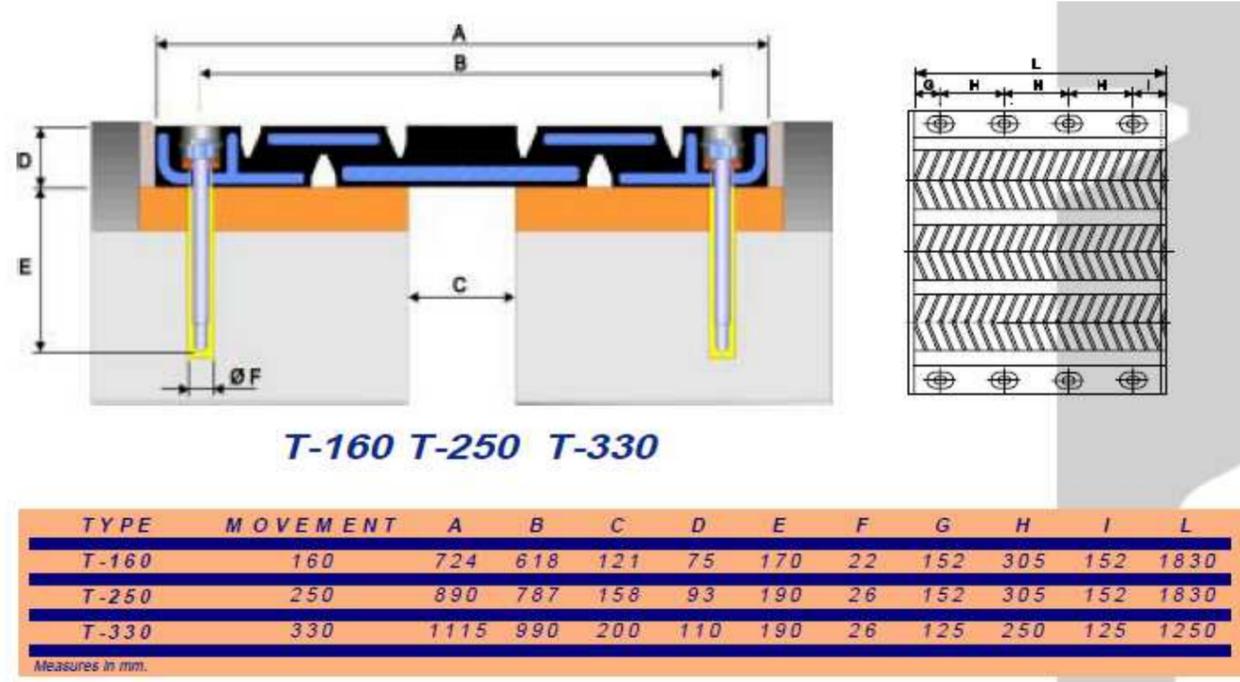


Figura 95- Elección de junta de dilatación



7. PROCESO CONSTRUCTIVO

En este apartado se explica el método constructivo a seguir para la construcción del puente así como justificación de la elección de los métodos seleccionados para los distintos elementos que lo componen (tablero, pilas...).

7.1. Selección del método

Cabe mencionar que diversos autores como Percivati y Colombo [16] en 2006, afirman que las luces utilizadas en voladizos sucesivos tanto "in situ" como prefabricados están comprendidos entre 110 y 200 metros. En cambio, en 1995, para Pérez y Herrero [17] el rango de luces para puentes con dovelas "in situ" es de 125 a 175 metros mientras para dovelas prefabricadas es de 60 a 130 metros.

Atendiendo al rango de luz del vano principal del segundo puente (93 metros) y el punto de vista de los autores citados anteriormente, parece propicio el uso de dovelas prefabricadas para este caso. Aun así, autores como Nigel R. Hewson [7] en 2003, afirman que el rango de luces para ambos métodos es aceptable a partir de los 60 metros de luz, abarcándose mayor luz con las dovelas "in situ".

Para la construcción del segundo puente se procede a la ejecución del mismo mediante el método de voladizos sucesivos con dovelas "in situ". Si bien este método también puede llevarse a cabo mediante dovelas prefabricadas, el conjunto del proyecto, el cual requiere de dos puentes de la misma tipología, no resultaría económicamente viable para hacerlo de esta manera dado que el uso de una viga de lanzamiento no se vería rentabilizado.

Además de esto, y dado que no se encuentra cercana a la obra una empresa de prefabricados para subcontratar el servicio, si se utilizasen dovelas prefabricadas, se precisaría del montaje de un parque de prefabricación en las inmediaciones exclusivo para ambos puentes, lo cual encarecería el proyecto.

En cuanto al suministro de hormigón, dado que no se encuentra cercana a la obra una planta de hormigonado, y teniendo en cuenta que el proyecto de la variante incluye tres puentes con una media de luces de 200 metros, se propone la opción de instalar una planta de hormigonado en la obra.

Se utiliza carro de avance por las siguientes razones: el difícil acceso al cauce del río considerando además la altura que alcanzan las pilas (una media de 45 metros) hasta la cota de rasante del trazado, lo cual hace que el uso de otros métodos desde tierra sean poco viables.

7.2. Metodología constructiva

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

La construcción se realiza de forma simétrica o en voladizos compensados de forma que desde la dovela de arranque sobre la pila se avanza hacia el vano central. En este caso (tres

vanos) se decide construir el puente ejecutando el medio vano que conforma la pila 1 (P1 en el plano) y una vez finalizado se comienza el siguiente desde la pila 2 (P2 en el plano). De esta forma se avanza en forma de "T" desde las pilas hasta el centro del vano conectando con el voladizo anterior mediante la dovela clave.

Las longitudes de las dovelas son distintas entre ellas: la dovela de arranque, o también llamada dovela "0" o de pila, es de 7 metros, esto es así para que el carro de avance pueda ser montado con suficiente superficie para encofrar la siguiente dovela; el resto de dovelas, exceptuando la dovela en clave la cual es de 3,5 metros, son de 5 metros de longitud.

Los **tiempos de ejecución** son comparativamente más lentos que mediante el uso de dovelas prefabricadas. La velocidad media de ejecución es de una a dos dovelas por semana mientras que por el sistema prefabricado es de una dovela por día.

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

a. Operaciones preliminares:

- Ejecución de las cimentaciones.
- Ejecución de las pilas. Se dejan esperas para conectar la dovela "0" dado que el sistema será biempotrado.
- Ejecución de las dovelas de pila o dovelas "0".
- Montaje del carro de avance.

b. Operaciones básicas de ciclo:

- Avance del carro.
- Colocación del encofrado exterior en sus coordenadas.
- Colocación de la ferralla de la sección y tapes frontales de solera.
- Situación de los tapes frontales de hastiales y losa de tablero.
- Comprobación y ajuste topográfico de coordenadas.
- Hormigonado de la dovela.
- Despegue del encofrado interior, desencofrado de tapes frontales.
- Enfilado y tesado de cables del proceso constructivo de la dovela e inyección de las dovelas.
- Curado del hormigón.

c. Operaciones posteriores:

- Desmontaje de carros.
- Transporte de los mismos hasta su nueva ubicación.
- Ejecución de dovelas de cierre y estribo.
- Enfilado y tesado de cables de continuidad.

Para la construcción de las pilas, dado que su altura es de 44,35 metros y 46,89 metros respectivamente, se ejecutan mediante encofrado trepante.

7.2.1. Ejecución de las dovelas

➤ Ejecución de la dovela de pila

La ejecución se subdivide en tres etapas:

- **Etapla 1.** Se ejecuta la losa inferior de la sección. En esta se coloca la plataforma de sustentación de los encofrados de la dovela "0" incluyendo el montaje del encofrado inferior de la losa, montaje de los encofrados laterales de los alzados, ferrallado de la losa y posterior hormigonado de la misma.
- **Etapla 2.** Ejecución de los alzados laterales y las riostras transversales. Una vez encofrada la parte exterior, se ferrallan los tabiques y alzados laterales de la sección, se coloca el encofrado interior para posteriormente hormigonar.
- Una vez se desencofran la parte interior, se ejecuta la losa superior. Se coloca apeo interior de la losa superior, colocación del encofrado interior sobre este, ferrallado de la losa y hormigonado. Posteriormente se desencofra y retira el sistema de encofrado.



Figura 96 - Carro de avance metálico

Tras el montaje de la dovela "0", se incorpora el primer carro de avance para la construcción de la dovela siguiente. Una vez ejecutada esta, se libera la cabeza de pila para recibir el segundo carro que ejecutará el tramo simétrico.

Se deberán seguir una serie de revisiones periódicas sobre el carro de avance durante su movimiento. Esto es así debido a las deformaciones y esfuerzos propios del movimiento que sufren todos sus elementos produciendo el desgaste. Además, durante el hormigonado, el carro se encuentra sometido a los máximos esfuerzos. Se deberá a su vez comprobar la estanqueidad de los encofrados y plataformas de trabajo.

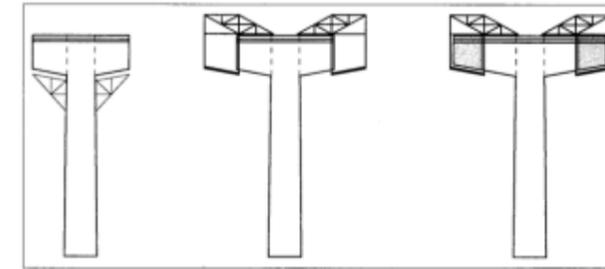


Figura 97 - Carro de avance en distintas etapas

El **movimiento del carro** sobre las dovelas se debe a los equipos hidráulicos instalados, los cuales permiten su avance y puesta en cota. Una vez montado el carro de avance y se ha anclado al tablero, se lanzan las vigas carril sobre la dovela hormigonada, de forma que cuando se procede a ejecutar la dovela siguiente, el carro de avance se libera de su posición para deslizarse hasta la nueva posición donde se volverá a anclar. El encofrado exterior se desplaza abierto mientras el encofrado interior se desplaza por medio de una viga carril situada bajo la losa superior del tablero.

➤ Ejecución de las dovelas sucesivas.

A continuación se describen las operaciones para ejecutar una dovela con hormigonado "in situ":

- **Avance y anclaje del carro.** Este punto se produce cuando el hormigón ha alcanzado la resistencia suficiente para efectuar operaciones de tesado. Mediante el sistema hidráulico, el carro avanza junto a los encofrados interior y exterior para anclarse sobre la losa y paredes laterales anteriormente ejecutadas.
- **Ferrallado de la losa inferior y de los hastiales de la sección.** El ferrallado de la sección se inicia montando la armadura manualmente de la losa inferior sobre el encofrado inferior disponiendo de los separadores necesarios.
- **Encofrado del resto de la sección.** Tras finalizar el ferrallado de la losa inferior y de los hastiales de la sección, el encofrado interior se despliega y se sitúa en posición, sujetándolo en primer lugar a la zona delantera de la dovela anterior, tras lo cual se procede a referirlo al encofrado exterior de los hastiales.
- **Ferrallado y colocación de vainas de la losa superior.** En primer lugar se procede a la disposición de la armadura inferior de la losa superior con los correspondientes separadores. Las vainas de los cables de tesado se montan a continuación utilizando como referencia la ferralla colocada y sujetándolas a ella, para evitar la flotación con el hormigonado. El proceso de voladizos sucesivos precisa de dos grupos simétricos respecto al eje del tablero de cables horizontales. Conforme avanza el proceso de ejecución de dovelas, se van anclando cables por cada pareja de dovelas. Tras la colocación de las vainas de tesado del proceso constructivo, se coloca la ferralla superior de la losa superior.
- **Nivelación definitiva del carro.** Previo al hormigonado se debe realizar una comprobación topográfica de la cota.



- **Hormigonado de la dovela.** Durante el proceso de hormigonado, el carro de avance permanece sustentado por gatos verticales situados bajo el pilar delantero y anclado al tablero en su parte posterior mediante barras y yugos. A medida que las dovelas van reduciendo el canto, la parte saliente del encofrado exterior aumenta respecto de la solera, lo cual obliga a desmontar los paneles sobrantes.

Por otro lado, el encofrado interior se debe cortar para adaptarlo a la disminución de cota en el interior de las dovelas.

El hormigonado comienza en primer lugar con la ejecución de la losa inferior de la sección transversal. En segundo lugar se hormigonan los hastiales de la sección lentamente y por tongadas de 0.5 metros para evitar el sifonamiento del hormigón de la losa inferior. Para finalizar, se hormigona la losa superior comenzando por el extremo libre y llevando el hormigonado hasta la dovela anterior.

- **Desencofrado de las dovelas.** Al día siguiente tras el hormigonado se procede al desencofrado lateral.
- **Curado del hormigón.** Las superficies expuestas del hormigón, como son la losa inferior y la losa superior, deben curarse para evitar la fisuración del hormigón debido a un control malo de la retracción.
- **Enfilado y tesado de los cables.** Hay algunas empresas que indican: el orden de tesado, las fuerzas de tesado y las presiones equivalentes según los equipos utilizados, así como los alargamientos teóricos previstos.
- **Inyección de las vainas.** Las vainas se inyectan de lechada una vez que los cables se han tesado. La inyección se introduce dentro de la vaina con las bombas de inyección.

7.2.2. Operaciones posteriores

- **Desmontaje del carro de avance**

Una vez ejecutadas las últimas dovelas y se dispone a unir ambos tramos mediante la dovela de cierre, se procede al desmontaje de los carros de avance. Se procede de manera inversa al montaje.

Los carros de avance utilizados en los vanos extremos y que finalizan en estribo, son desmontados con la ayuda de una grúa móvil, mientras los que se encuentran en el centro del tablero se desplazan hacia la pila desde la cual habían partido para ser posteriormente desmontados.

- **Dovela de cierre**

La dovela de cierre se encargará de unir los dos tramos y dotar de continuidad estructural el tablero. Para ejecutarla, se utiliza la plataforma inferior de uno de los carros como superficie de trabajo. Los encofrados exteriores se desmontan al igual que el interior del carro, para sustituirlos por encofrados "in situ" pero aligerados.

- **Tesado de cierre**

La ejecución del puente finaliza con el tesado de continuidad, produciéndose de esta manera la unión de los dos voladizos contiguos y convirtiéndose en una viga continua. Desde la zona hueca del tablero se introducen los equipos de enfilado y tesado y se procede a enfilear los cables para tesar los de continuidad posteriormente. Para introducir los cables se utilizan los agujeros que se han dejado en la losa superior para dicho propósito. Las vainas de los cables de continuidad se inyectan también desde la losa superior del tablero.

Posteriormente se tapan los agujeros que se dejan para el anclaje del carro de avance.

7.2.3. Control geométrico

El control se centrará en el alzado y por ello se deben calcular las flechas producidas por el peso propio, pretensado y el avance del carro. Estas deformaciones varían en función de la edad del hormigón debido a que su módulo de la elasticidad es distinto.

Durante la construcción de los semivanos se tendrán en cuenta las deformaciones debidas a la retracción y fluencia del hormigón, que serán diferentes dependiendo de la edad de hormigonado de las dovelas. En el apartado pertinente se han calculado las deformaciones producidas por retracción y fluencia debidas al hormigonado y la fuerza de pretensado necesaria para soportar el avance en voladizo.

Se ha obtenido así mismo, la deformación a tiempo infinito sufrida por retracción y fluencia, y la deformación restante desde el momento en que se finaliza la construcción del puente hasta que deja de producirse dichas deformaciones. (Este hecho no tiene repercusión en la geometría final de la pieza pero sí sobre los esfuerzos sobre las pilas al tratarse de un sistema biempotrado.)

En Valencia, a 10 de Junio de 2016

Jorge Catalán Pérez



8. BIBLIOGRAFÍA.

- [1] Aragonés Beltrán, P. (2001). Técnicas de ayuda a la decisión multicriterio : cuaderno de apuntes. (E. Gómez-Senent Martínez & U. P. de V. D. de I. de la C. y de P. de I. Civil, Eds.). Valencia: Valencia : Universidad Politécnica de Valencia, 2001.
- [2] Benjumea J, Gustavo Chio, Esperanza Maldonado (2010). Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte.. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- [3] Billington, D. P. (2013). La torre y el puente : el nuevo arte de la ingeniería estructural. Madrid]: Madrid : CINTER, Divulgación Técnica, D.L. 2013.
- [4] Chio G. (2000), Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado. Tesis Doctoral. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- [5] Grattesat, G. (1981). Concepcion de puentes : tratado general. Barcelona: Barcelona : Editores Técnicos Asociados, 1981.
- [6] Gerardino Perdomo M. Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos [Tesis de Máster]. Barcelona: Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya; Junio 2011.
- [7] Hewson, N. R. (2003). Prestressed concrete bridges : design and construction. London: London : Thomas Telford, 2003.
- [8] Jurado Cabañes, C. (2013). Puentes. (II), Evolución, tipología, normativa, cálculo. Madrid]: Madrid : El autor, 2013.
- [9] Kasuga A. (2002), Construction of Extradosed Bridges in Japan, In: Japan International Cooperation Agency & The Road Engineering of Malaysia, Seminar on Design and Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges. Kuala Lumpur, Malaysia.
- [10] Leonhardt, F. (1986). Ponts : l'esthétique des ponts = Puentes : estética y diseño. Lausanne: Lausanne : Presses Polytechniques Romandes, 1986.
- [11] Manterola Armisen, J. (2006a). Puentes : apuntes para su diseño, cálculo y construcción. I. Madrid: Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006- 2011.
- [12] Manterola Armisen, J. (2006b). Puentes : apuntes para su diseño, cálculo y construcción. II. Madrid: Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006- 2011.
- [13] Martí Vargas, J. R., Bonet Senach, J. L., Miguel Sosa, P., Fernández Prada, M. Á., Pallarés Rubio, L., Navarro Gregori, J., & Castro Bugallo, M. C. (Eds.). (2011). Cálculo de secciones y elementos estructurales de hormigón : casos prácticos adaptados a la EHE-08. Tomo I, Acciones. Análisis seccional. Estados límite de servicio. Valencia: Valencia : Universitat Politècnica de València, 2011.
- [14] Mathivat, J. (1980). Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos. Barcelona: Barcelona : Editores Técnicos Asociados, 1980.
- [15] Monleón Cremades, S. Apuntes de puentes. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, canales y puertos de Valencia.
- [16] Percivati y Colombo (2006).
- [17] Pérez y Herrero (1995).
- [18] Wittfoht, H. (1975). Puentes : Ejemplos internacionales. Barcelona: Barcelona : Gustavo Gili, 1975.



APÉNDICES

- I. Cálculos de Retracción
- II. Cálculos de fluencia
- III. Deformaciones instantáneas.
- IV. Cálculos en ELU de secciones del tablero
- V. Cálculos en ELS de fisuración del tablero.
- VI. Comprobación a cortante del tablero.
- VII. Reacciones producidas por las sobrecargas.
- VIII. Resultados de las secciones a comprobar.
- IX. Resultados del dimensionamiento de los estribos.



I. Cálculos de Retracción

Resultados parciales del cálculo de la retracción

La descripción de la metodología, así como el procedimiento de cálculo de cada variable ha sido descrito en el apartado correspondiente a retracción 3.3.1.4.1

La numeración de las dovelas se realiza en el orden en el que estas son colocadas, de este modo se colocan las dovelas del 1 al 10 desde uno de los dos pilares, posteriormente dovelas del 11 al 20 desde el otro pilar, por último la dovela central nº 21.

La retracción se calcula en dos situaciones para el instante t en el que se ejecuta la dovela central y mediante el pretensado de continuidad se solidarizan los dos pilares y $t = \infty$, para la obtención de la contracción del tablero durante la vida útil de la estructura.

Se considera $t=0$ el hormigonado de la primera dovela.

Los tiempos considerados son:

- 2 días desde el hormigonado hasta la operación de tesado.
- 5 días desde la ejecución del pretensado hasta el comienzo del hormigonado de la siguiente dovela.
- Una vez ejecutadas las 10 primeras dovelas (52 metros) a cada lado de uno de los dos pilares, se traslada el carro de encofrado al otro pilar en el plazo de una semana, de modo que la siguiente dovela queda ejecutadas 2 semanas después.
- Se ejecuta el avance en el segundo pilar al mismo ritmo.
- Se tardan 9 días en ejecutar la dovela central y el pretensado de continuidad

Con esta estimación de tiempos:

Se finaliza el primer voladizo en $t=70$ días

Se finaliza el segundo voladizo en $t= 147$ días

Se ejecuta el pretensado de continuidad en $t= 156$ días (t_1)

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes de la resistencia característica del hormigón f_{ck}

- $\epsilon_{ca, \infty} = 0,000075$ (apartado 3.2.1.4.2.)

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes del endurecimiento del hormigón

- α_{ds1} y $-\alpha_{ds2}$ son dos parámetros que se consideran 4 y 0,12 respectivamente, correspondientes a un endurecimiento normal. Se corresponde a la tabla 39.7.b de la norma EHE-08 (apartado 3.2.1.4.2.)

- Se considera una edad de comienzo de curado del hormigón de 7 días.

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes del endurecimiento de la humedad del ambiente (70%)

- β_{HR} Es un parámetro que depende de la humedad relativa (HR) en tanto por cien, del ambiente.

$$\beta_{HR} = 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{70}{100}\right)^3\right) = 1,01835$$

Con estos valores

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

$$\epsilon_{cd, \infty} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot 4) \cdot e^{-0,12 \frac{48}{10}} \right] 10^{-6} \cdot 1,01835 = 0,00032115$$

DOVELA	TIEMPO	$\epsilon_{csi}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	Bds(t-ts)	Ke	$\epsilon_{ca}(t)$	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
1	79	9.10246E-05	2.87023E-05	0.13164992	0.67887605	6.23222E-05	0.83096321	7	0.63717211
2	79	8.82286E-05	2.69703E-05	0.12320884	0.68161142	6.12583E-05	0.81677791	5	0.44114299
3	79	8.52605E-05	2.52154E-05	0.11462996	0.68495321	6.00451E-05	0.80060182	5	0.42630253
4	79	8.20333E-05	2.33851E-05	0.10570243	0.68888614	5.86483E-05	0.78197698	5	0.41016673
5	79	7.84366E-05	2.14155E-05	0.09617309	0.69337658	5.7021E-05	0.76028048	5	0.39218288
6	79	7.43284E-05	1.92307E-05	0.08574384	0.69837111	5.50976E-05	0.73463523	5	0.3716418
7	79	6.95242E-05	1.67429E-05	0.07407516	0.70380345	5.27813E-05	0.70375027	5	0.34762078
8	79	6.37692E-05	1.38485E-05	0.06077146	0.70957298	4.99207E-05	0.66560927	5	0.31884602
9	79	5.6691E-05	1.04319E-05	0.04539576	0.71555239	4.62591E-05	0.61678776	5	0.28345487
10	79	4.76705E-05	6.3702E-06	0.02748845	0.72159983	4.13003E-05	0.55067104	5	0.23835263

DOVELA	TIEMPO	$\epsilon_{csi}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	Bds(t-ts)	Ke	$\epsilon_{ca}(t)$	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
11	156	0.000120899	5.20672E-05	0.23881841	0.67887605	6.88313E-05	0.9177506	7	0.84628979
12	156	0.000119887	5.14153E-05	0.23488174	0.68161142	6.84715E-05	0.91295335	5	0.59943403
13	156	0.00011902	5.0939E-05	0.23157045	0.68495321	6.80814E-05	0.90775204	5	0.59510198
14	156	0.000118272	5.06144E-05	0.22878119	0.68888614	6.76574E-05	0.90209817	5	0.5913588
15	156	0.000117604	5.04088E-05	0.22637622	0.69337658	6.71951E-05	0.89593522	5	0.58801966
16	156	0.000116969	5.02795E-05	0.2241809	0.69837111	6.66898E-05	0.88919684	5	0.58484645
17	156	0.000116312	5.01764E-05	0.22199443	0.70380345	6.61353E-05	0.88180455	5	0.58155887
18	156	0.000115557	5.00318E-05	0.21955481	0.70957298	6.55249E-05	0.87366474	5	0.57778339
19	156	0.000114613	4.97636E-05	0.21655312	0.71555239	6.48499E-05	0.86466472	5	0.5730675
20	156	0.000113381	4.92809E-05	0.21265532	0.72159983	6.41001E-05	0.85466737	5	0.56690497

Se muestran los tiempos iniciales en que se construye la dovela n y los tiempos finales tomados para el cálculo de la retracción en ese tiempo.



Dovela	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ti(días)	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70
tf(días)	156	156	156	156	156	156	156	156	156	156

Dovela	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
ti(días)	84	91	98	105	112	119	126	133	140	147
tf(días)	156	156	156	156	156	156	156	156	156	156

Dovela	21 (central)
ti(días)	154
tf(días)	156

Los resultados finales obtenidos y empleados a lo largo del documento son:

Dovela	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	½ central	Total
Longitud (m)	7	5	5	5	5	5	5	5	5	5	2	54
Deformación (mm) (79 días)	0,64	0,44	0,43	0,41	0,39	0,37	0,35	0,32	0,28	0,24	0,14	4,01
Deformación (mm) (156 días)	0,85	0,60	0,60	0,59	0,59	0,58	0,58	0,58	0,57	0,57	0,44	6,55
Deformación mm (t infinito)	2,04	1,46	1,47	1,47	1,48	1,49	1,50	1,51	1,52	1,53	1,23	16,70

Las siguientes tablas muestran los resultados parciales y la deformación inducida por la retracción del hormigón de las dovelas a tiempo infinito.

DOVELA	TIEMPO	$\epsilon_{ci}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	Bds(t-ts)	Ke	$\epsilon_{ca}(t)$	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
1	1000000	0.000292917	0.000217917	0.99952532	0.67887605	0.000075	1	7	2.05041719
2	1000000	0.000293797	0.000218797	0.99953765	0.68161142	0.000075	1	5	1.46898741
3	1000000	0.000294873	0.000219873	0.99955222	0.68495321	0.000075	1	5	1.47436701
4	1000000	0.00029614	0.00022114	0.99956869	0.68888614	0.000075	1	5	1.48069769
5	1000000	0.000297585	0.000222585	0.99958665	0.69337658	0.000075	1	5	1.48792507
6	1000000	0.000299193	0.000224193	0.99960562	0.69837111	0.000075	1	5	1.49596297
7	1000000	0.000300941	0.000225941	0.99962513	0.70380345	0.000075	1	5	1.50470453
8	1000000	0.000302798	0.000227798	0.99964464	0.70957298	0.000075	1	5	1.51398766
9	1000000	0.000304721	0.000229721	0.99966364	0.71555239	0.000075	1	5	1.52360748
10	1000000	0.000306667	0.000231667	0.99968167	0.72159983	0.000075	1	5	1.53333576

DOVELA	TIEMPO	$\epsilon_{ci}(t)$	$\epsilon_{cd}(t)$	Bds(t-ts)	Ke	$\epsilon_{ca}(t)$	Bas(t)	long (m)	Def. retracción mm
11	1000000	0.000292917	0.000217917	0.99952532	0.67887605	0.000075	1	7	2.05041719
12	1000000	0.000293797	0.000218797	0.99953765	0.68161142	0.000075	1	5	1.46898741
13	1000000	0.000294873	0.000219873	0.99955222	0.68495321	0.000075	1	5	1.47436701
14	1000000	0.00029614	0.00022114	0.99956869	0.68888614	0.000075	1	5	1.48069769
15	1000000	0.000297585	0.000222585	0.99958665	0.69337658	0.000075	1	5	1.48792507
16	1000000	0.000299193	0.000224193	0.99960562	0.69837111	0.000075	1	5	1.49596297
17	1000000	0.000300941	0.000225941	0.99962513	0.70380345	0.000075	1	5	1.50470453
18	1000000	0.000302798	0.000227798	0.99964464	0.70957298	0.000075	1	5	1.51398766
19	1000000	0.000304721	0.000229721	0.99966364	0.71555239	0.000075	1	5	1.52360748
20	1000000	0.000306667	0.000231667	0.99968167	0.72159983	0.000075	1	5	1.53333576



II. Cálculos de Fluencia

Resultados parciales del cálculo de la fluencia

La descripción de la metodología, así como el procedimiento de cálculo de cada variable ha sido descrita en el apartado correspondiente a retracción 3.2.1.4.1.

La numeración de las dovelas se realiza en el orden en el que estas son colocadas, de este modo se colocan las dovelas del 1 al 10 desde uno de los dos pilares, posteriormente dovelas del 11 al 20 desde el otro pilar, por último la dovela central nº 21.

Las fases de tesado están numeradas de modo que la fase 1 se corresponde al tesado de la primera dovela, de modo que las fases de tesado se correlacionan con el número de dovela.

La retracción se calcula en dos situaciones para el instante t en el que se ejecuta la dovela central y mediante el pretensado de continuidad se solidarizan los dos pilares y t = ∞, para la obtención de la contracción del tablero durante la vida útil de la estructura.

Se considera t=0 el hormigonado de la primera dovela.

Los tiempos considerados son:

- 2 días desde el hormigonado hasta la operación de tesado.
- 5 días desde la ejecución del pretensado hasta el comienzo del hormigonado de la siguiente dovela.
- Una vez ejecutadas las 10 primeras dovelas (52 metros) a cada lado de uno de los dos pilares, se traslada el carro de encofrado al otro pilar de modo que la siguiente dovela se ejecuta 2 semanas después.
- Se ejecuta el avance en el segundo pilar al mismo ritmo.
- Se tardan 9 días en ejecutar la dovela central y el pretensado de continuidad

Con esta estimación de tiempos:

Se finaliza el primer voladizo en t=70 días

Se finaliza el segundo voladizo en t= 147 días

Se ejecuta el pretensado de continuidad en t= 156 días (t₁)

Parámetros fijos para todas las dovelas, dependientes de la resistencia característica del hormigón f_{ck}= 40 MPa

- α₁ Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

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

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{40+8} \right]^{0,7} \leq 1 = 0,80$$

- α₂ Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{ck} + 8} \right]^{0,2} \leq 1$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{40+8} \right]^{0,2} \leq 1 = 0,94$$

- α₃ Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor:

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

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

- β_c(f_{cm}) Es el factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia en este caso con f_{ck}= 40 MPa

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

En este caso: β(f_{cm}) = 2,425

- β_E Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor: f_{ck}= 40 MPa

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

$$\beta_E = 1,175$$

- E_{cm} Es un factor que depende de la resistencia característica del hormigón y toma como valor: f_{ck}= 40 MPa



ALTERNATIVA SUR. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PRIMER PUNTE SOBRE EL RÍO CHELVA.

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

$$E_{cm} = 30891,05 \text{ MPa}$$

➤ E_{28} Es el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a los 28 días, se obtiene como producto de las dos variables anteriores.

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

$$E_{cm} = 30891,05 \text{ MPa},$$

Cálculos para $t_1=156$ días, fecha estimada de la ejecución del pretensado de continuidad.

A continuación se muestran tablas con los resultados parciales para cada una de las dovelas y la deformación debido al fenómeno de fluencia en cada una de las fases de la construcción del tablero a tiempo cero o inicial.

DOVELA	FASE	TIEMPO	Aec(t,t0)	Aδ(t0)	φ(t,t0)	φ0(t0)	Espesor medio	φHR	B(t0)	Bc(t-t0)	BH	long (m)	Def. fluencia. mm
1	1	156	0.0002	0.48890	1.27324	2.36810	520.43260	1.21946	0.80083	0.53766	1064.49300	7	0.12005
1	2	156	0.0002	0.87307	0.95079	1.79014	520.43260	1.21946	0.60538	0.53113	1064.49300	7	0.16009
1	3	156	0.0003	1.26963	0.84213	1.60613	520.43260	1.21946	0.54315	0.52432	1064.49300	7	0.20620
1	4	156	0.0003	1.62909	0.77551	1.49938	520.43260	1.21946	0.50706	0.51722	1064.49300	7	0.24365
1	5	156	0.0004	1.95472	0.72672	1.42553	520.43260	1.21946	0.48208	0.50979	1064.49300	7	0.27396
1	6	156	0.0004	2.24851	0.68760	1.36968	520.43260	1.21946	0.46319	0.50201	1064.49300	7	0.29816
1	7	156	0.0005	2.51437	0.65440	1.32512	520.43260	1.21946	0.44812	0.49384	1064.49300	7	0.31732
1	8	156	0.0005	2.75577	0.62511	1.28824	520.43260	1.21946	0.43565	0.48524	1064.49300	7	0.33222
1	9	156	0.0005	2.97507	0.59849	1.25692	520.43260	1.21946	0.42506	0.47616	1064.49300	7	0.34339
1	10	156	0.0005	3.18718	0.57373	1.22978	520.43260	1.21946	0.41588	0.46653	1064.49300	7	0.35265
2	2	156	0.0003	0.91285	1.27944	2.37130	511.37376	1.22111	0.80083	0.53955	1050.31564	5	0.16089
2	3	156	0.0003	1.32747	0.95545	1.79256	511.37376	1.22111	0.60538	0.53301	1050.31564	5	0.17472
2	4	156	0.0004	1.70331	0.84626	1.60830	511.37376	1.22111	0.54315	0.52619	1050.31564	5	0.19856
2	5	156	0.0004	2.04378	0.77934	1.50141	511.37376	1.22111	0.50706	0.51907	1050.31564	5	0.21941
2	6	156	0.0005	2.35095	0.73032	1.42745	511.37376	1.22111	0.48208	0.51163	1050.31564	5	0.23652
2	7	156	0.0005	2.62892	0.69102	1.37153	511.37376	1.22111	0.46319	0.50383	1050.31564	5	0.25025
2	8	156	0.0005	2.88132	0.65767	1.32691	511.37376	1.22111	0.44812	0.49564	1050.31564	5	0.26104
2	9	156	0.0005	3.11061	0.62825	1.28999	511.37376	1.22111	0.43565	0.48702	1050.31564	5	0.26920
2	10	156	0.0006	3.33238	0.60151	1.25862	511.37376	1.22111	0.42506	0.47791	1050.31564	5	0.27612
3	3	156	0.0005	1.38946	1.28700	2.37521	500.56805	1.22313	0.80083	0.54185	1033.40436	5	0.24633
3	4	156	0.0005	1.78284	0.96112	1.79552	500.56805	1.22313	0.60538	0.53529	1033.40436	5	0.23604
3	5	156	0.0005	2.13921	0.85131	1.61095	500.56805	1.22313	0.54315	0.52845	1033.40436	5	0.25086
3	6	156	0.0005	2.46073	0.78400	1.50389	500.56805	1.22313	0.50706	0.52132	1033.40436	5	0.26575
3	7	156	0.0006	2.75168	0.73472	1.42981	500.56805	1.22313	0.48208	0.51386	1033.40436	5	0.27849
3	8	156	0.0006	3.01586	0.69519	1.37380	500.56805	1.22313	0.46319	0.50604	1033.40436	5	0.28881
3	9	156	0.0006	3.25586	0.66166	1.32910	500.56805	1.22313	0.44812	0.49783	1033.40436	5	0.29676
3	10	156	0.0006	3.48798	0.63208	1.29212	500.56805	1.22313	0.43565	0.48918	1033.40436	5	0.30370
4	4	156	0.0007	1.86741	1.29588	2.37984	488.20795	1.22551	0.80083	0.54452	1014.06044	5	0.33335
4	5	156	0.0006	2.24069	0.96777	1.79902	488.20795	1.22551	0.60538	0.53795	1014.06044	5	0.29871
4	6	156	0.0006	2.57746	0.85723	1.61409	488.20795	1.22551	0.54315	0.53109	1014.06044	5	0.30436
4	7	156	0.0006	2.88221	0.78948	1.50681	488.20795	1.22551	0.50706	0.52394	1014.06044	5	0.31345
4	8	156	0.0006	3.15893	0.73987	1.43259	488.20795	1.22551	0.48208	0.51646	1014.06044	5	0.32195
4	9	156	0.0007	3.41031	0.70009	1.37647	488.20795	1.22551	0.46319	0.50861	1014.06044	5	0.32889
4	10	156	0.0007	3.65345	0.66635	1.33169	488.20795	1.22551	0.44812	0.50038	1014.06044	5	0.33535
5	5	156	0.0008	2.34754	1.30597	2.38513	474.55104	1.22823	0.80083	0.54755	992.68694	5	0.42233
5	6	156	0.0007	2.70037	0.97535	1.80302	474.55104	1.22823	0.60538	0.54095	992.68694	5	0.36281
5	7	156	0.0007	3.01966	0.86397	1.61768	474.55104	1.22823	0.54315	0.53408	992.68694	5	0.35938
5	8	156	0.0007	3.30957	0.79571	1.51016	474.55104	1.22823	0.50706	0.52690	992.68694	5	0.36277
5	9	156	0.0007	3.57294	0.74574	1.43578	474.55104	1.22823	0.48208	0.51940	992.68694	5	0.36704
5	10	156	0.0007	3.82767	0.70567	1.37953	474.55104	1.22823	0.46319	0.51153	992.68694	5	0.37208
6	6	156	0.0010	2.82818	1.31716	2.39103	459.90820	1.23127	0.80083	0.55087	969.77044	5	0.51315
6	7	156	0.0009	3.16258	0.98374	1.80748	459.90820	1.23127	0.60538	0.54426	969.77044	5	0.42857
6	8	156	0.0008	3.46621	0.87143	1.62168	459.90820	1.23127	0.54315	0.53736	969.77044	5	0.41609
6	9	156	0.0008	3.74205	0.80262	1.51390	459.90820	1.23127	0.50706	0.53016	969.77044	5	0.41373
6	10	156	0.0008	4.00884	0.75224	1.43933	459.90820	1.23127	0.48208	0.52263	969.77044	5	0.41541

7	7	156	0.00012	3.30907	1.32927	2.39747	444.60697	1.23459	0.80083	0.55445	945.82356	5	0.60592
7	8	156	0.00010	3.62676	0.99282	1.81235	444.60697	1.23459	0.60538	0.54781	945.82356	5	0.49601
7	9	156	0.00009	3.91537	0.87952	1.62605	444.60697	1.23459	0.54315	0.54089	945.82356	5	0.47437
7	10	156	0.00009	4.19452	0.81010	1.51798	444.60697	1.23459	0.50706	0.53367	945.82356	5	0.46808
8	8	156	0.00014	3.78803	1.34207	2.40434	429.03525	1.23813	0.80083	0.55819	921.45334	5	0.70031
8	9	156	0.00011	4.08947	1.00243	1.81754	429.03525	1.23813	0.60538	0.55153	921.45334	5	0.56470
8	10	156	0.00011	4.38103	0.88806	1.63071	429.03525	1.23813	0.54315	0.54459	921.45334	5	0.53594
9	9	156	0.00016	4.25993	1.35526	2.41148	413.59827	1.24180	0.80083	0.56200	897.29399	5	0.79529
9	10	156	0.00013	4.56364	1.01233	1.82294	413.59827	1.24180	0.60538	0.55533	897.29399	5	0.63640
10	10	156	0.00018	4.73675	1.36853	2.41874	398.67414	1.24554	0.80083	0.56580	873.93726	5	0.89296

Llegado este punto se habría construido el primer tramo en T del puente compuesto por la pila 1. A continuación se muestra el contenido de los resultados parciales de deformación por fluencia del segundo tramo en T de la pila 2 (dovela 10 a 20).

DOVELA	FASE	TIEMPO	Aec(t,t0)	Aδ(t0)	φ(t,t0)	φ0(t0)	Espesor medio	φHR	B(t0)	Bc(t-t0)	BH	long (m)	Def. fluencia. mm
1	1	79	0.0001	0.48890	1.05464	2.36810	520.43260	1.21946	0.80083	0.44535	1064.49300	7	0.09944
1	2	79	0.0002	0.87307	0.77621	1.79014	520.43260	1.21946	0.60538	0.43360	1064.49300	7	0.13069
1	3	79	0.0002	1.26963	0.67600	1.60613	520.43260	1.21946	0.54315	0.42089	1064.49300	7	0.16552
1	4	79	0.0003	1.62909	0.61030	1.49938	520.43260	1.21946	0.50706	0.40704	1064.49300	7	0.19174
1	5	79	0.0003	1.95472	0.55851	1.42553	520.43260	1.21946	0.48208	0.39179	1064.49300	7	0.21054
1	6	79	0.0003	2.24851	0.51335	1.36968	520.43260	1.21946	0.46319	0.37479	1064.49300	7	0.22260
1	7	79	0.0003	2.51437	0.47111	1.32512	520.43260	1.21946	0.44812	0.35552	1064.49300	7	0.22844
1	8	79	0.0003	2.75577	0.42916	1.28824	520.43260	1.21946	0.43565	0.33314	1064.49300	7	0.22808
1	9	79	0.0003	2.97507	0.38484	1.25692	520.43260	1.21946	0.42506	0.30618	1064.49300	7	0.22081
1	10	79	0.0003	3.18718	0.33406	1.22978	520.43260	1.21946	0.41588	0.27164	1064.49300	7	0.20533
2	2	79	0.0003	0.91285	1.06003	2.37130	511.37376	1.22111	0.80083	0.44703	1050.31564	5	0.13330
2	3	79	0.0003	1.32747	0.78019	1.79256	511.37376	1.22111	0.60538	0.43524	1050.31564	5	0.14267
2	4	79	0.0003	1.70331	0.67949	1.60830	511.37376	1.22111	0.54315	0.42249	1050.31564	5	0.15943
2	5	79	0.0003	2.04378	0.61347	1.50141	511.37376	1.22111	0.50706	0.40859	1050.31564	5	0.17271
2	6	79	0.0004	2.35095	0.56141	1.42745	511.37376	1.22111	0.48208	0.39330	1050.31564	5	0.18181
2	7	79	0.0004	2.62892	0.51603	1.37153	511.37376	1.22111	0.46319	0.37624	1050.31564	5	0.18688
2	8	79	0.0004	2.88132	0.47358	1.32691	511.37376	1.22111	0.44812	0.35691	1050.31564	5	0.18797
2	9												



Se muestran los resultados parciales de las dovelas 1 a 10 para la deformación por fluencia a tiempo infinito. Estos resultados coinciden con los resultados para las dovelas 11-20

DOVELA	FASE	TIEMPO	Aec(t,t0i)	A6(t0i)	φ(t,t0i)	φ0(t0i)	Espesor medio	φHR	B(t0i)	Bc(t-t0i)	BH	long (m)	Def. fluencia. mm
1	1	1000000	0.00003	0.48890	2.36734	2.36810	520.43260	1.21946	0.80083	0.99968	1064.49300	7	0.22321
1	2	1000000	0.00004	0.87307	1.78957	1.79014	520.43260	1.21946	0.60538	0.99968	1064.49300	7	0.30132
1	3	1000000	0.00006	1.26963	1.60561	1.60613	520.43260	1.21946	0.54315	0.99968	1064.49300	7	0.39314
1	4	1000000	0.00007	1.62909	1.49890	1.49938	520.43260	1.21946	0.50706	0.99968	1064.49300	7	0.47092
1	5	1000000	0.00008	1.95472	1.42507	1.42553	520.43260	1.21946	0.48208	0.99968	1064.49300	7	0.53722
1	6	1000000	0.00008	2.24851	1.36925	1.36968	520.43260	1.21946	0.46319	0.99968	1064.49300	7	0.59375
1	7	1000000	0.00009	2.51437	1.32470	1.32512	520.43260	1.21946	0.44812	0.99968	1064.49300	7	0.64235
1	8	1000000	0.00010	2.75577	1.28783	1.28824	520.43260	1.21946	0.43565	0.99968	1064.49300	7	0.68443
1	9	1000000	0.00010	2.97507	1.25652	1.25692	520.43260	1.21946	0.42506	0.99968	1064.49300	7	0.72093
1	10	1000000	0.00011	3.18718	1.22939	1.22978	520.43260	1.21946	0.41588	0.99968	1064.49300	7	0.75565
2	2	1000000	0.00006	0.91285	2.37055	2.37130	511.37376	1.22111	0.80083	0.99969	1050.31564	5	0.29809
2	3	1000000	0.00007	1.32747	1.79200	1.79256	511.37376	1.22111	0.60538	0.99969	1050.31564	5	0.32769
2	4	1000000	0.00008	1.70331	1.60779	1.60830	511.37376	1.22111	0.54315	0.99969	1050.31564	5	0.37724
2	5	1000000	0.00008	2.04378	1.50094	1.50141	511.37376	1.22111	0.50706	0.99969	1050.31564	5	0.42257
2	6	1000000	0.00009	2.35095	1.42700	1.42745	511.37376	1.22111	0.48208	0.99969	1050.31564	5	0.46213
2	7	1000000	0.00010	2.62892	1.37110	1.37153	511.37376	1.22111	0.46319	0.99969	1050.31564	5	0.49653
2	8	1000000	0.00011	2.88132	1.32649	1.32691	511.37376	1.22111	0.44812	0.99969	1050.31564	5	0.52650
2	9	1000000	0.00011	3.11061	1.28958	1.28999	511.37376	1.22111	0.43565	0.99969	1050.31564	5	0.55258
2	10	1000000	0.00012	3.33238	1.25822	1.25862	511.37376	1.22111	0.42506	0.99969	1050.31564	5	0.57758
3	3	1000000	0.00009	1.38946	2.37448	2.37521	500.56805	1.22313	0.80083	0.99969	1033.40436	5	0.45448
3	4	1000000	0.00009	1.78284	1.79497	1.79552	500.56805	1.22313	0.60538	0.99969	1033.40436	5	0.44083
3	5	1000000	0.00009	2.13921	1.61045	1.61095	500.56805	1.22313	0.54315	0.99969	1033.40436	5	0.47457
3	6	1000000	0.00010	2.46073	1.50342	1.50389	500.56805	1.22313	0.50706	0.99969	1033.40436	5	0.50962
3	7	1000000	0.00011	2.75168	1.42937	1.42981	500.56805	1.22313	0.48208	0.99969	1033.40436	5	0.54180
3	8	1000000	0.00011	3.01586	1.37337	1.37380	500.56805	1.22313	0.46319	0.99969	1033.40436	5	0.57056
3	9	1000000	0.00012	3.25586	1.32869	1.32910	500.56805	1.22313	0.44812	0.99969	1033.40436	5	0.59592
3	10	1000000	0.00012	3.48798	1.29172	1.29212	500.56805	1.22313	0.43565	0.99969	1033.40436	5	0.62064
4	4	1000000	0.00012	1.86741	2.37911	2.37984	488.20795	1.22551	0.80083	0.99970	1014.06044	5	0.61201
4	5	1000000	0.00011	2.24069	1.79847	1.79902	488.20795	1.22551	0.60538	0.99970	1014.06044	5	0.55512
4	6	1000000	0.00011	2.57746	1.61360	1.61409	488.20795	1.22551	0.54315	0.99970	1014.06044	5	0.57291
4	7	1000000	0.00012	2.88221	1.50636	1.50681	488.20795	1.22551	0.50706	0.99970	1014.06044	5	0.59807
4	8	1000000	0.00012	3.15893	1.43216	1.43259	488.20795	1.22551	0.48208	0.99970	1014.06044	5	0.62320
4	9	1000000	0.00013	3.41031	1.37605	1.37647	488.20795	1.22551	0.46319	0.99970	1014.06044	5	0.64644
4	10	1000000	0.00013	3.65345	1.33128	1.33169	488.20795	1.22551	0.44812	0.99970	1014.06044	5	0.67000
5	5	1000000	0.00015	2.34754	2.38442	2.38513	474.55104	1.22823	0.80083	0.99970	992.68694	5	0.77107
5	6	1000000	0.00013	2.70037	1.80248	1.80302	474.55104	1.22823	0.60538	0.99970	992.68694	5	0.67049
5	7	1000000	0.00013	3.01966	1.61719	1.61768	474.55104	1.22823	0.54315	0.99970	992.68694	5	0.67270
5	8	1000000	0.00014	3.30957	1.50972	1.51016	474.55104	1.22823	0.50706	0.99970	992.68694	5	0.68828
5	9	1000000	0.00014	3.57294	1.43535	1.43578	474.55104	1.22823	0.48208	0.99970	992.68694	5	0.70645
5	10	1000000	0.00015	3.82767	1.37912	1.37953	474.55104	1.22823	0.46319	0.99970	992.68694	5	0.72717
6	6	1000000	0.00019	2.82818	2.39033	2.39103	459.90820	1.23127	0.80083	0.99971	969.77044	5	0.93125
6	7	1000000	0.00016	3.16258	1.80695	1.80748	459.90820	1.23127	0.60538	0.99971	969.77044	5	0.78720
6	8	1000000	0.00015	3.46621	1.62121	1.62168	459.90820	1.23127	0.54315	0.99971	969.77044	5	0.77409
6	9	1000000	0.00016	3.74205	1.51346	1.51390	459.90820	1.23127	0.50706	0.99971	969.77044	5	0.78015
6	10	1000000	0.00016	4.00884	1.43891	1.43933	459.90820	1.23127	0.48208	0.99971	969.77044	5	0.79461
7	7	1000000	0.00022	3.30907	2.39679	2.39747	444.60697	1.23459	0.80083	0.99972	945.82356	5	1.09253
7	8	1000000	0.00018	3.62676	1.81183	1.81235	444.60697	1.23459	0.60538	0.99972	945.82356	5	0.90518
7	9	1000000	0.00018	3.91537	1.62559	1.62605	444.60697	1.23459	0.54315	0.99972	945.82356	5	0.87676
7	10	1000000	0.00018	4.19452	1.51755	1.51798	444.60697	1.23459	0.50706	0.99972	945.82356	5	0.87685
8	8	1000000	0.00025	3.78803	2.40367	2.40434	429.03525	1.23813	0.80083	0.99972	921.45334	5	1.25426
8	9	1000000	0.00020	4.08947	1.81704	1.81754	429.03525	1.23813	0.60538	0.99972	921.45334	5	1.02360
8	10	1000000	0.00020	4.38103	1.63026	1.63071	429.03525	1.23813	0.54315	0.99972	921.45334	5	0.98386
9	9	1000000	0.00028	4.25993	2.41083	2.41148	413.59827	1.24180	0.80083	0.99973	897.29399	5	1.41471
9	10	1000000	0.00023	4.56364	1.82245	1.82294	413.59827	1.24180	0.60538	0.99973	897.29399	5	1.14569
10	10	1000000	0.00032	4.73675	2.41810	2.41874	398.67414	1.24554	0.80083	0.99974	873.93726	5	1.57781

Los resultados finales debidos a este fenómeno son:

Dovela	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	½ central	Total
Longitud (m)	7	5	5	5	5	5	5	5	5	5	2	54
Deformación (mm) (79 días)	2,05	1,66	1,82	1,94	2,01	2,02	1,96	1,82	1,58	1,22	0,53	22,62
Deformación (mm) (156 días)	2,95	2,28	2,42	2,52	2,56	2,53	2,43	2,24	1,93	1,48	0,64	23,98
Deformación mm (t infinito)	5,95	4,52	4,72	4,83	4,84	4,72	4,47	4,06	3,45	2,62	1,13	45,31



III. Deformaciones instantáneas

A continuación se muestran los resultados parciales de la deformación instantánea que sufre el hormigón en el momento de su endurecimiento por el fraguado del mismo. Estos resultados corresponden a las dovelas 1 a 8 coincidiendo con las dovelas 9 a 16.

DOVELA	FASE	ΔF(toi)	Ac	Ec,toi	Ecm	factor corrección	Def. instantaneas mm.
1	1	5221.64583	10680500	15565.4257	30891.0501	0.5038814	0.21986336
1	2	9324.82639	10680500	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.23946761
1	3	13560.2778	10680500	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.31188763
1	4	17399.4514	10680500	30103.091	30891.0501	0.97449232	0.37881827
1	5	20877.4028	10680500	31154.0283	30891.0501	1.00851309	0.43920646
1	6	24015.2153	10680500	31912.1585	30891.0501	1.03305516	0.49321555
1	7	26854.7222	10680500	32493.3513	30891.0501	1.05186943	0.5416673
1	8	29432.9861	10680500	32957.7638	30891.0501	1.06690332	0.58530609
1	9	31775.2083	10680500	33340.218	30891.0501	1.07928406	0.62463516
1	10	34040.625	10680500	33662.4836	30891.0501	1.08971639	0.66276235
2	2	9324.82639	10215100	15565.4257	30891.0501	0.5038814	0.29322914
2	3	13560.2778	10215100	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.26007316
2	4	17399.4514	10215100	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.29887256
2	5	20877.4028	10215100	30103.091	30891.0501	0.97449232	0.33946325
2	6	24015.2153	10215100	31154.0283	30891.0501	1.00851309	0.37731116
2	7	26854.7222	10215100	31912.1585	30891.0501	1.03305516	0.41190007
2	8	29432.9861	10215100	32493.3513	30891.0501	1.05186943	0.44337092
2	9	31775.2083	10215100	32957.7638	30891.0501	1.06690332	0.47190877
2	10	34040.625	10215100	33340.218	30891.0501	1.07928406	0.49975422
3	3	13560.2778	9759400	15565.4257	30891.0501	0.5038814	0.44632835
3	4	17399.4514	9759400	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.34928667
3	5	20877.4028	9759400	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.37535868
3	6	24015.2153	9759400	30103.091	30891.0501	0.97449232	0.4087166
3	7	26854.7222	9759400	31154.0283	30891.0501	1.00851309	0.44162469
3	8	29432.9861	9759400	31912.1585	30891.0501	1.03305516	0.47252526
3	9	31775.2083	9759400	32493.3513	30891.0501	1.05186943	0.50100353
3	10	34040.625	9759400	32957.7638	30891.0501	1.06690332	0.52915959
4	4	17399.4514	9317400	15565.4257	30891.0501	0.5038814	0.59985988
4	5	20877.4028	9317400	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.43898664
4	6	24015.2153	9317400	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.45225654
4	7	26854.7222	9317400	30103.091	30891.0501	0.97449232	0.4787236
4	8	29432.9861	9317400	31154.0283	30891.0501	1.00851309	0.50698532
4	9	31775.2083	9317400	31912.1585	30891.0501	1.03305516	0.53432746
4	10	34040.625	9317400	32493.3513	30891.0501	1.05186943	0.56218374
5	5	20877.4028	8893300	15565.4257	30891.0501	0.5038814	0.75408887
5	6	24015.2153	8893300	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.52904562
5	7	26854.7222	8893300	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.52984743

5	8	29432.9861	8893300	30103.091	30891.0501	0.97449232	0.54970577
5	9	31775.2083	8893300	31154.0283	30891.0501	1.00851309	0.57343112
5	10	34040.625	8893300	31912.1585	30891.0501	1.03305516	0.59971983
6	6	24015.2153	8491400	15565.4257	30891.0501	0.5038814	0.90848171
6	7	26854.7222	8491400	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.61959934
6	8	29432.9861	8491400	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.60820241
6	9	31775.2083	8491400	30103.091	30891.0501	0.97449232	0.62153848
6	10	34040.625	8491400	31154.0283	30891.0501	1.00851309	0.64338958
7	7	26854.7222	8115500	15565.4257	30891.0501	0.5038814	1.06295379
7	8	29432.9861	8115500	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.71054015
7	9	31775.2083	8115500	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.68701503
7	10	34040.625	8115500	30103.091	30891.0501	0.97449232	0.69669253
8	8	29432.9861	7770000	15565.4257	30891.0501	0.5038814	1.21680871
8	9	31775.2083	7770000	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.80119267
8	10	34040.625	7770000	28495.5401	30891.0501	0.92245294	0.76872255
9	9	31775.2083	7459100	15565.4257	30891.0501	0.5038814	1.36839342
9	10	34040.625	7459100	25521.1609	30891.0501	0.82616683	0.89408884
10	10	34040.625	7186500	15565.4257	30891.0501	0.5038814	1.52156005

Los resultados debidos a las deformaciones instantáneas son:

	long	Deformación	Deformación mm
Dovela 1	7	0.000642404	4.496829775
Dovela 2	5	0.000679177	3.395883263
Dovela 3	5	0.000704801	3.524003371
Dovela 4	5	0.000714665	3.573323178
Dovela 5	5	0.000707168	3.53583863
Dovela 6	5	0.000680242	3.401211507
Dovela 7	5	0.00063144	3.157201494
Dovela 8	5	0.000557345	2.786723918
Dovela 9	5	0.000452496	2.262482264
Dovela 10	5	0.000304312	1.52156005

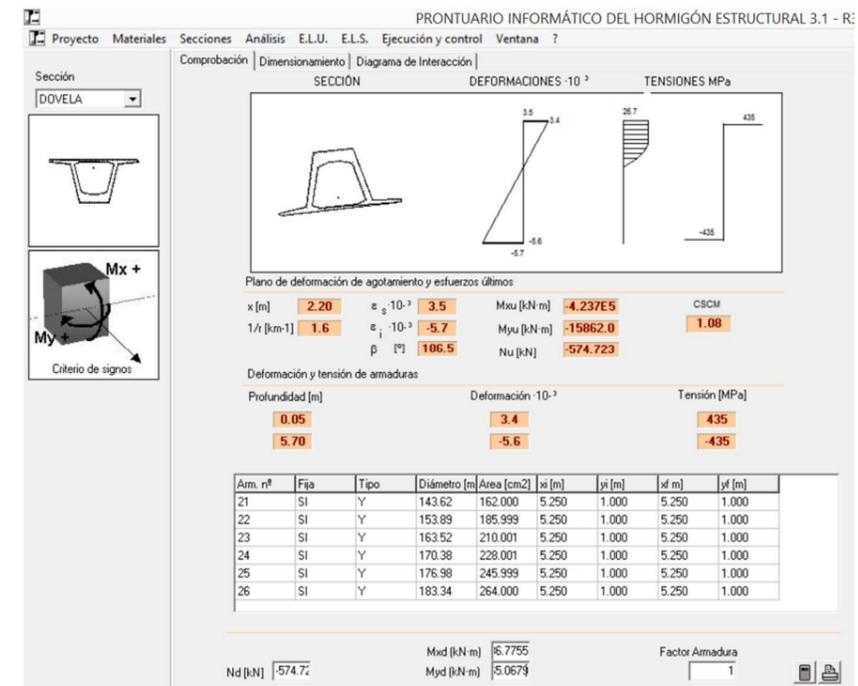
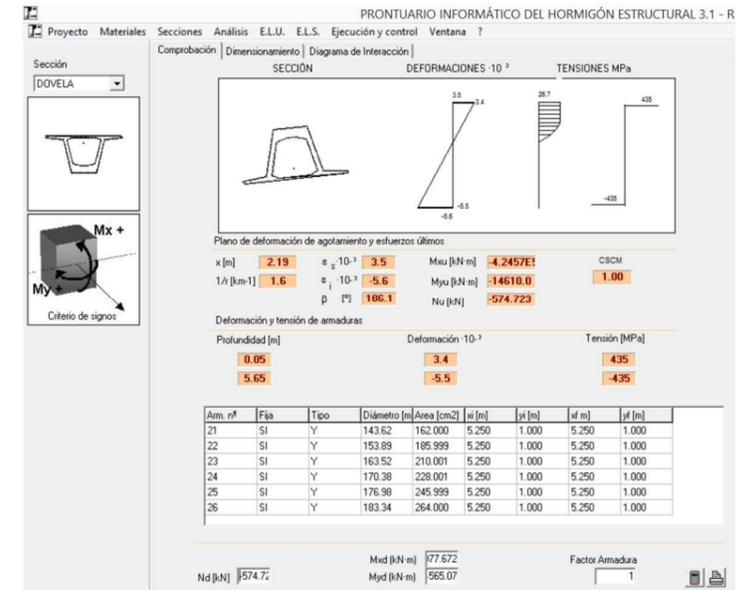
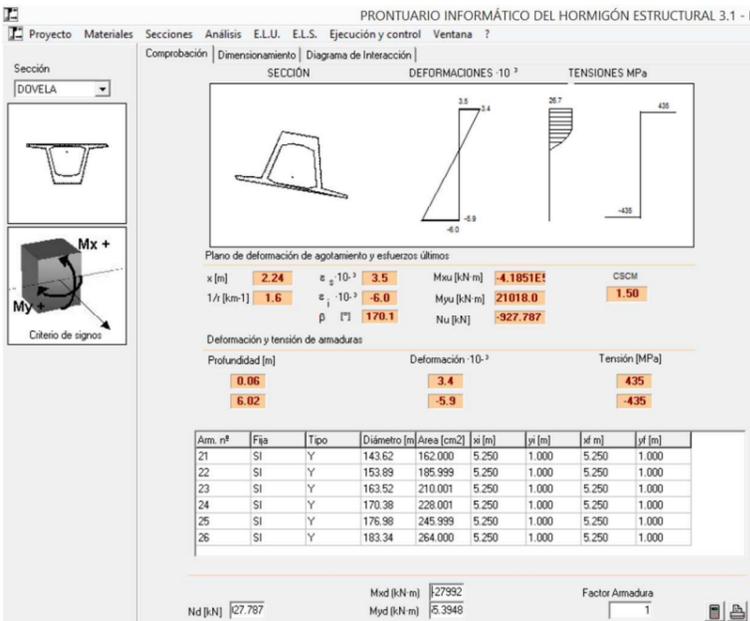
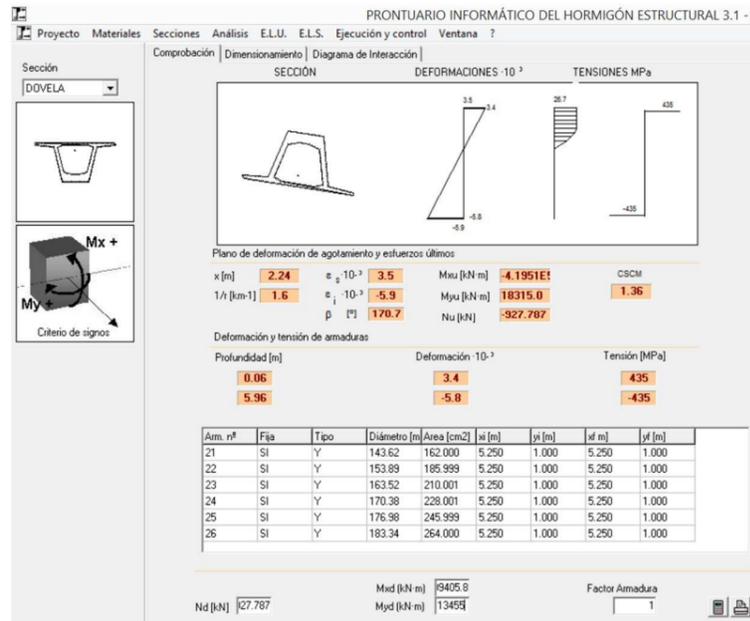


IV. Cálculos en ELU de secciones del tablero

➤ Dovela en la sección de empotramiento:

Sección emp.	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	Kn y m	-296622.4	-267131.5	-309415.7972	-279924.9007
Mmax (Y)	13455.3948			13455.3948	13455.3948
Axil	927.787			927.787	927.787
Coficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1,36	1,50

Sección emp.	Bridge (cv)	SAP (PP)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	Kn y m	-296622.4	-267131.5	-422977.672	-393486.7755
Mmin (Y)	-14565.0679			-14565.0679	-14565.0679
Axil	-574.723			-574.723	-574.723
Coficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1	1,08





➤ Sección central.

Sección emp.	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	Kn y m	-296622.4	-267131.5	-309415.7972	-279924.9007
Mmax (Y)	13455.3948			13455.3948	13455.3948
Axil	927.787			927.787	927.787
Coficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1,36	1,50

Sección emp.	Bridge (cv)	SAP (PP)		TOTAL	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	Kn y m	-296622.4	-267131.5	-422977.672	-393486.7755
Mmin (Y)	-14565.0679			-14565.0679	-14565.0679
Axil	-574.723			-574.723	-574.723
Coficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1	1,08

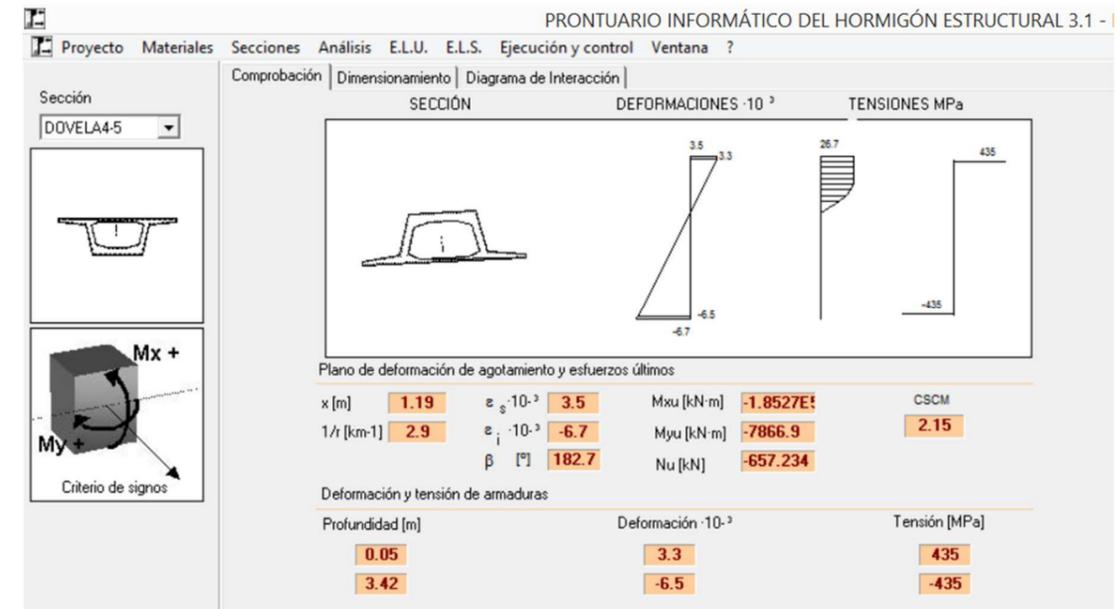
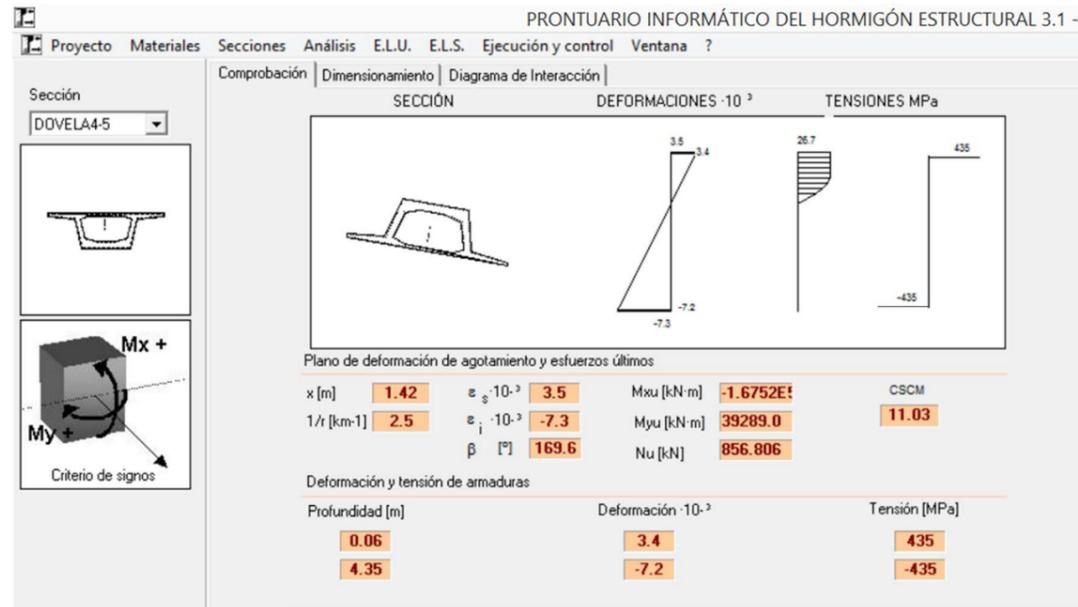




V. Sección X=38 m

Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	Kn y m	-47666.39	-24203.63	-15192.3348	8270.419
Mmax (Y)				3560.9642	3560.9642
Axil				-173.867	-173.867
Coefficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				11,03	8,98

Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
		t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	Kn y m	-47666.39	-24203.63	-86217.3385	-62754.5847
Mmin (Y)				-3652.3277	-3652.3277
Axil				-657.234	-657.234
Coefficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				2,15	2,93

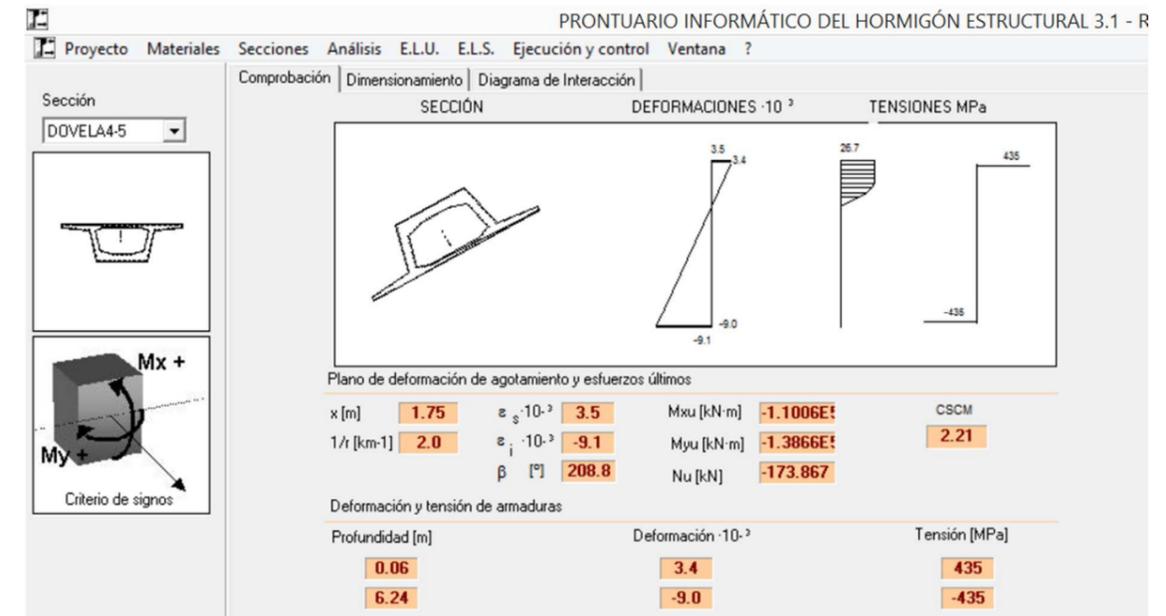
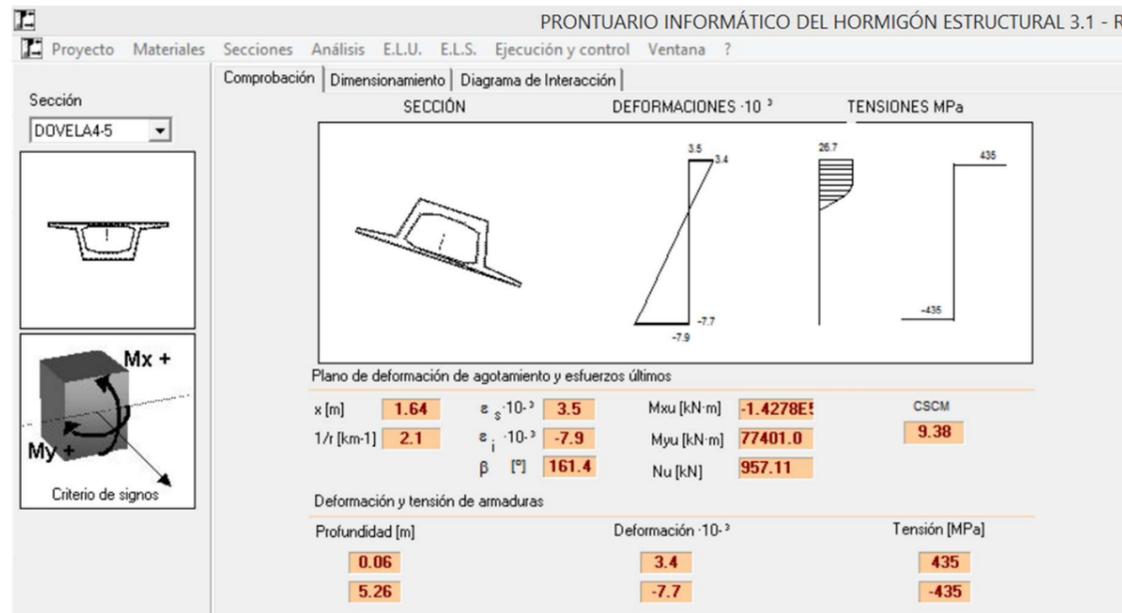
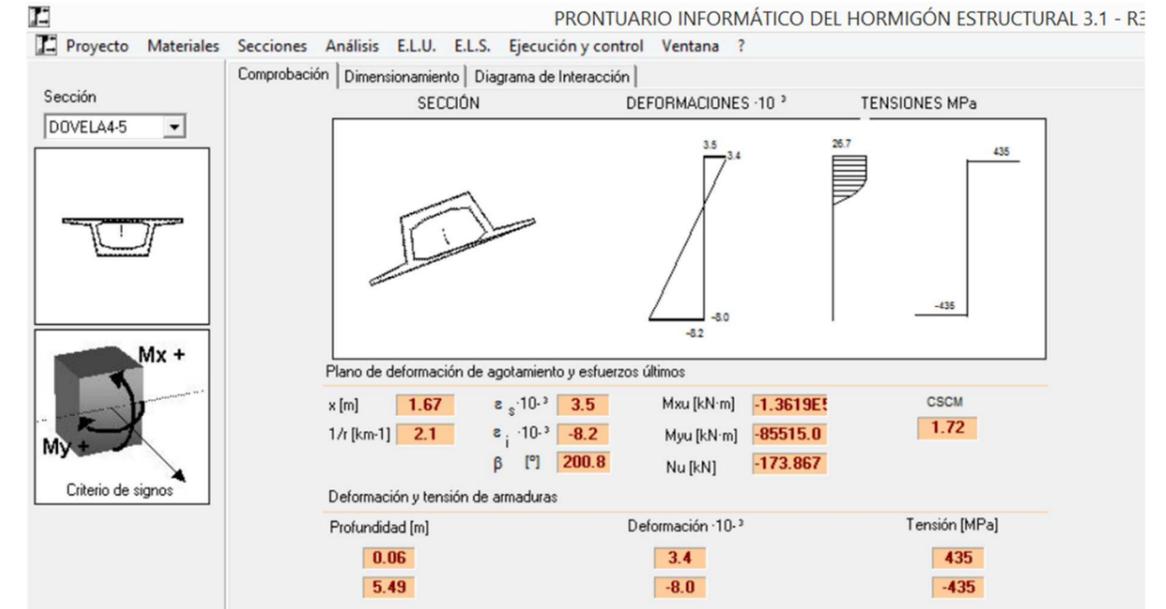
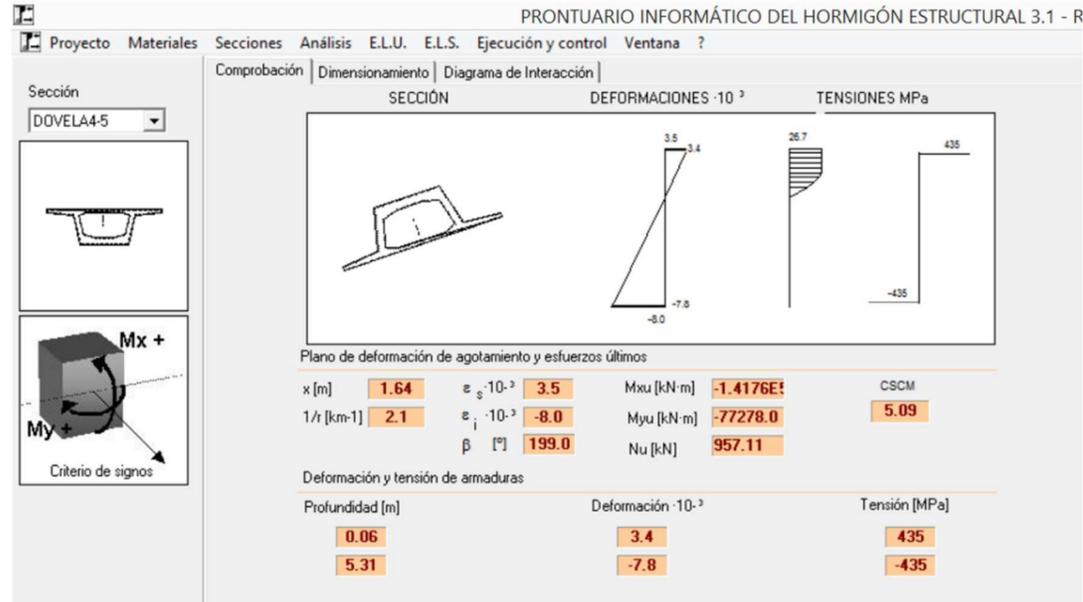




VI. Sección X=94 m

VII. Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
	Kn y m	t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmax (X)	31522.3299	-59348.95	-30008.86	-27826.6185	1513.473
Mmax (Y)	32474.0511			-15192.3348	8270.419
Axil	957.011			957.011	957.011
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				5,09	9,38

Sección X=38m	Bridge (cv)	SAP (PP)		Total	
	Kn y m	t=0	t=∞	t=0	t=∞
Mmin (X)	-19940.1437	-59348.95	-30008.86	-79289.0921	-49949.0006
Mmin (Y)	-38550.9526			-86217.3385	-62754.5847
Axil	-173.867			-173.867	-173.867
Coeficiente de seguridad de las cargas mayoradas (CSCM)				1,72	2,21





V. Cálculos en ELS fisuración del tablero.

A continuación se muestran los cálculos intermedios realizados para la comprobación a fisuración de las dovelas que componen el tablero del segundo puente. Cada dovela es comprobada en cuatro ocasiones; a tiempo 0 para momento máximo y momento mínimo y a tiempo infinito para momento máximo y momento mínimo.

➤ Sección de empotramiento.

Sección a comprobar		Empotramiento.	Resistencia a compresión	
Localización	X=65		40 MPa	
A tiempo:	0	Mom máximo		
Características de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)
12.681	0	41.425	-2.19	5
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales
Np (KN)	212502.36	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m) -133259.647
Mp (KN·m)	252452.8037	Mdy (KN·M)	-385712.4511	Ndt (KN) 191252.124
ε	0.000502726			
c	-0.00010723			
Resultados				
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	6.042326177	No fisura		
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	24.12124515	No fisura		
fctm (Mpa)	-3.5			

Sección a comprobar		Empotramiento.	Resistencia a compresión	
Localización	X=65		40 Mpa	
A tiempo:	infinito.	Mom máximo		
Características de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)
12.681	0	41.425	-2.19	5
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales
Np (KN)	212502.36	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m) -179504.599
Mp (KN·m)	176716.9626	Mdy (KN·M)	-356221.5611	Ndt (KN) 133876.487
ε	0.000351908			
c	-0.000144441			
Resultados				
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	-1.619163357	No fisura		
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	22.73366329	No fisura		
fctm (Mpa)	-3.5			

Sección a comprobar		Empotramiento.	Resistencia a compresión	
Localización	X=65		40 Mpa	
A tiempo:	0	Mom mínimos		
Características de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)
12.681	0	41.425	-2.19	5
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales
Np (KN)	212502.36	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m) -64809.3297
Mp (KN·m)	252452.8037	Mdy (KN·M)	-317262.1334	Ndt (KN) 191252.124
ε	0.000502726			
c	-5.21499E-05			
Resultados				
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	10.68554628	No fisura		
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	19.47802505	No fisura		
fctm (Mpa)	-3.5			



ALTERNATIVA SUR. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PRIMER PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA.

Sección a comprobar		Empotramiento.	Resistencia a compresión	
Localización	X=65		40 Mpa	
A tiempo:	infinito.	Mom mínimos		
Características de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)
12.681	0	41.425	-2.19	5
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales
Np (KN)	212502.36	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m) -111054.281
Mp (KN·m)	176716.9626	Mdy (KN·M)	-287771.2434	Ndt (KN) 133876.487
ε	0.000351908			
c	-8.93617E-05			
Resultados		No fisura		
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	3.024056745			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	18.09044318			
fctm (Mpa)	-3.5	No fisura		

Sección a comprobar		central	Resistencia a compresión	
Localización	X=121		40 Mpa	
A tiempo:	infinito.	Mom máximo		
Características de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)
9.02	0	7.4858	-0.91	5
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales
Np (KN)	30000	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m) 58500.19
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	86094.19	Ndt (KN) 18900
ε	6.98448E-05			
c	0.000260494			
Resultados		No fisura		
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	14.5209097			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	-10.33022234			
fctm (Mpa)	-3.5	fisura		

➤ Sección Central

Sección a comprobar		central	Resistencia a compresión	
Localización	X=121		40 Mpa	
A tiempo:	0	Mom máximo		
Características de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)
9.02	0	7.4858	-0.91	5
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales
Np (KN)	30000	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m) 17393.314
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	56813.314	Ndt (KN) 27000
ε	9.97783E-05			
c	7.74503E-05			
Resultados		No fisura		
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	6.687725371			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	-0.70102914			
fctm (Mpa)	-3.5	No fisura		

Sección a comprobar		central	Resistencia a compresión	
Localización	X=121		40 Mpa	
A tiempo:	0	Mom mínimos		
Características de la sección homogeneizada			Datos sección	
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)
9.02	0	7.4858	-0.91	5
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales
Np (KN)	30000	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m) -26844.326
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	12575.674	Ndt (KN) 27000
ε	9.97783E-05			
c	-0.000119534			
Resultados		No fisura		
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	-2.708444391			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	8.695140621			
fctm (Mpa)	-3.5	No fisura		



Sección a comprobar	central	Resistencia a compresión			
Localización	X=121	40 Mpa			
A tiempo:	infinito.	Mom mínimos			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
9.02	0	7.4858	-0.91	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	30000	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	14262.55
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	41856.55	Ndt (KN)	18900
ε	6.98448E-05				
c	6.35094E-05				
Resultados		No fisura			
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	5.124739938				
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	-0.934052576				
fctm (Mpa)	-3.5				

Sección a comprobar	94	Resistencia a compresión			
Localización	X=94	40 Mpa			
A tiempo:	infinito.	Mom máximo			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	96303.2008
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	-8904.38	Ndt (KN)	105207.5808
ε	0.000348947				
c	0.000248845				
Resultados		No fisura			
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	23.77916073				
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	-2.842328731				
fctm (Mpa)	-3.5				

➤ Sección X=94 m

Sección a comprobar	94	Resistencia a compresión			
Localización	X=94	40 Mpa			
A tiempo:	0	Mom máximo			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	112052.164
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	-38244.38	Ndt (KN)	150296.544
ε	0.000498496				
c	0.00028954				
Resultados		No fisura			
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	30.44240003				
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	-0.532640032				
fctm (Mpa)	-3.5				

Sección a comprobar	94	Resistencia a compresión			
Localización	X=94	40 Mpa			
A tiempo:	0	Mom mínimos			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	77763.544
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	-72533	Ndt (KN)	150296.544
ε	0.000498496				
c	0.000200939				
Resultados		No fisura			
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	25.70312798				
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	4.206632019				
fctm (Mpa)	-3.5				



Sección a comprobar	94	Resistencia a compresión			
Localización	X=94	40 Mpa			
A tiempo:	infinito.	Mom mínimos			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	62014.5808
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	-43193	Ndt (KN)	105207.5808
ε	0.000348947	No fisura			
c	0.000160244				
Resultados					
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	19.03988868	No fisura			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	1.89694332	No fisura			
fctm (Mpa)	-3.5				

Sección a comprobar	38	Resistencia a compresión			
Localización	X=38	40 Mpa			
A tiempo:	infinito.	Mom máximo			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	101018.2808
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	-4189.3	Ndt (KN)	105207.5808
ε	0.000348947	No fisura			
c	0.000261029				
Resultados					
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	24.4308652	No fisura			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	-3.494033199	No fisura			
fctm (Mpa)	-3.5				

➤ Sección X = 38 m

Sección a comprobar	38	Resistencia a compresión			
Localización	X=38	40 Mpa			
A tiempo:	0	Mom máximo			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	122644.844
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	-27651.7	Ndt (KN)	150296.544
ε	0.000498496	No fisura			
c	0.000316912				
Resultados					
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	31.90648906	No fisura			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	-1.996729058	No fisura			
fctm (Mpa)	-3.5				

Sección a comprobar	38	Resistencia a compresión			
Localización	X=38	40 Mpa			
A tiempo:	0	Mom mínimos			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN·m)	75985.344
Mp (KN·m)	0	Mdy (KN·M)	-74311.2	Ndt (KN)	150296.544
ε	0.000498496	No fisura			
c	0.000196345				
Resultados					
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	25.45735041	No fisura			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	4.452409585	No fisura			
fctm (Mpa)	-3.5				



Sección a comprobar	38			Resistencia a compresión	
Localización	X=38			40 Mpa	
A tiempo:	Infinito.	Mom mínimos			
Características de la sección homogeneizada			Datos sección		
Área (m2)	Mom. Estático	Mom. Inercia	y'g (m)	h sección (m)	
10.05	0	12.9	-1.34	5	
Datos pretensado		Esfuerzos de cálculo - ELS Característica		Esfuerzos totales	
Np (KN)	166996.16	Ndx (KN)	0	Mdt (KN-m)	54358.7808
Mp (KN-m)	0	Mdy (KN-M)	-50848.8	Ndt (KN)	105207.5808
ϵ	0.000348947				
c	0.000140462				
Resultados					
Tensión Fibra Sup. (Mpa)	17.98172656	No fisura			
Tensión Fibra Inf. (Mpa)	2.955105444	No fisura			
fctm (Mpa)	-3.5				



VI. Comprobación a cortante del tablero.

Se muestran a continuación los datos obtenidos del prontuario informático de la EHE-08.

➤ Dovela de empotramiento



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VARIANTE SUR-PUENTE 1
 Fecha: 26/05/2016
 Hora: 19:54:41

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 40.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : EJEMPLO1
 b_0 [m] = 1.10
 h [m] = 5.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
 separación s_t [m] = 0.15
 ϕ [mm] = 12
 n° ramas : 4
 Area [cm²/m] = 30.2
 ρ_s [-1.E-3] = 20

Inclinación de las bielas θ [°] = 29
 N_d [kN] = 118720.0
 $\rho_{compresión}$ [-1.E-3] = 0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0

V_{u1} [kN] = 39089.8
 V_{u2} [kN] = 19246.1
 V_{cu} [kN] = 9844.3
 V_{su} [kN] = 9401.8

- Resistencia a cortante:
 V_u [kN] = 19246.1



➤ Dovela central



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VARIANTE SUR-PUENTE 1
 Fecha: 28/05/2016
 Hora: 19:59:13

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 40.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : EJEMPLO1
 b_0 [m] = 1.10
 h [m] = 5.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90:0°
 separación s_t [m] = 0.10
 ϕ [mm] = 12
 n° ramas : 4
 Area [cm²/m] = 45.2
 ρ_t [·1.E-3] = 20

Inclinación de las bielas θ [°] = 31.0
 N_d [kN] = 10000.0
 $P_{compresión}$ [·1.E-3] = 0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0

V_{u1} [kN] = 20844.5
 V_{u2} [kN] = 7542.0
 V_{cu} [kN] = 1037.0
 V_{su} [kN] = 6505.1

- Resistencia a cortante:
 V_u [kN] = 7542.0



➤ Dovela X=38 m



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VARIANTE SUR-PUENTE 1
 Fecha: 28/05/2016
 Hora: 20:00:50

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
 Tipo de acero : B-500-8
 f_{ck} [MPa] = 40.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : EJEMPLO1
 b_0 [m] = 1.10
 h [m] = 5.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
 separación s_b [m] = 0.10
 ϕ [mm] = 12
 n° ramas : 4
 Area [cm²/m] = 45.2
 ρ_1 [-1.E-3] = 20

Inclinación de las bielas θ [°] = 45.0
 N_d [kN] = 10000.0
 $\rho_{compresida}$ [-1.E-3] = 0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0

V_{u1} [kN] = 33602.3
 V_{u2} [kN] = 8011.1
 V_{cu} [kN] = 2311.0
 V_{su} [kN] = 5700.1

- Resistencia a cortante:
 V_u [kN] = 8011.1



➤ Dovela X=94 m



PRONTUARIO INFORMÁTICO DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL 3.1 SEGÚN EHE-08

Cátedra de Hormigón Estructural ETSICCPM - IECA

Obra: VARIANTE SUR-PUENTE 1
 Fecha: 28/05/2016
 Hora: 20:00:50

Cálculo de secciones a cortante

1 Datos

- Materiales

Tipo de hormigón : HA-40
 Tipo de acero : B-500-S
 f_{ck} [MPa] = 40.00
 f_{yk} [MPa] = 500.00
 γ_c = 1.50
 γ_s = 1.15

- Control del hormigón

Control normal

- Tipo de elemento estructural

Tipo : elemento con armadura a cortante

- Sección

Sección : EJEMPLO1
 b_0 [m] = 1.10
 h [m] = 5.00



2 Comprobación

Tipo de armadura: cercos a 90.0°
 separación st [m] = 0.10
 ϕ [mm] = 12
 n° ramas : 4
 Área [cm²/m] = 45.2
 ρ_l [-1.E-3] = 20

Inclinación de las bielas θ [°] = 45.0
 N_d [kN] = 10000.0
 $\rho_{compresión}$ [-1.E-3] = 0
 σ_{yd} [MPa] = 0.0

V_{u1} [kN] = 32602.3
 V_{u2} [kN] = 8011.1
 V_{cu} [kN] = 2311.0
 V_{su} [kN] = 5700.1

- Resistencia a cortante:
 V_u [kN] = 8011.1



VII. Reacciones producidas por las sobrecargas.

Objeto	Combinación	Tipo	Axil KN	Fx KN	Fy KN	Torsor KN-m	Mx KN-m	My KN-m
pila 1	ELU VER	Max	10570.453	2323.498	376.197	1168.5835	8592.1407	83280.0756
pila 1	ELU VER	Min	2915.207	-2351.309	-389.315	-1149.4976	-5360.2172	-83824.3317
pila 1	ELU HOR	Max	8725.766	2294.971	714.616	1141.8042	19002.1761	81437.829
pila 1	ELU HOR	Min	3038.577	-2322.75	-765.657	-1128.5988	-15155.669	-81974.8946
pila 1	ELU VTO	Max	8710.896	3798.388	279.511	1793.7777	7827.9033	134429.1579
pila 1	ELU VTO	Min	3053.077	-3844.854	-330.391	-1780.5502	-3984.0042	-135260.693
pila 1	ELU TER	Max	8806.346	2294.875	416.103	1119.9835	9477.3474	81448.1918
pila 1	ELU TER	Min	2912.978	-2322.718	-404.313	-1103.4117	-7161.0475	-81974.9961
pila 1	ELSC VER	Max	7520.169	1549.073	195.487	777.2791	7043.0701	55504.3355
pila 1	ELSC VER	Min	3111.772	-1567.465	-301.671	-766.7048	-2058.343	-55897.0929
pila 1	ELSC HOR	Max	6290.377	1530.055	421.099	759.4263	13983.0938	54276.1711
pila 1	ELSC HOR	Min	3194.019	-1548.425	-552.565	-752.7722	-8588.6443	-54664.1348
pila 1	ELSC VTO	Max	6280.464	2532.332	131.029	1194.0753	6533.5785	89603.7237
pila 1	ELSC VTO	Min	3203.686	-2563.162	-262.388	-1187.4066	-1140.8677	-90188.0005
pila 1	ELSC TER	Max	6344.097	1529.99	222.091	744.8791	7633.208	54283.0797
pila 1	ELSC TER	Min	3110.287	-1548.404	-311.67	-735.9809	-3258.8966	-54664.2025
pila 2	ELU VER	Max	10483.82	1827.818	303.862	758.7695	6186.9283	73367.0823
pila 2	ELU VER	Min	2946.956	-1827.692	-321.996	-776.174	-8176.1175	-73444.2338
pila 2	ELU HOR	Max	8666.48	1794.995	493.365	721.3258	12065.0669	72218.2851
pila 2	ELU HOR	Min	3049.639	-1794.821	-480.607	-733.9539	-14707.4728	-72291.0662
pila 2	ELU VTO	Max	8648.032	2960.76	252.325	1124.4003	4622.2531	119518.9881
pila 2	ELU VTO	Min	3067.621	-2961.516	-239.702	-1139.9216	-7261.6396	-119636.215
pila 2	ELU TER	Max	8743.183	1795.012	307.451	708.6573	7522.3592	72204.6235
pila 2	ELU TER	Min	2926.414	-1795.154	-341.135	-724.9011	-8779.4052	-72281.3538
pila 2	ELSC VER	Max	7462.489	1218.906	230.886	507.0025	2807.3112	48912.672
pila 2	ELSC VER	Min	3128.37	-1218.092	-175.357	-514.9554	-6546.4466	-48959.983
pila 2	ELSC HOR	Max	6250.929	1197.024	357.221	482.0401	6726.0702	48146.8072
pila 2	ELSC HOR	Min	3196.825	-1196.178	-281.097	-486.8087	-10900.6835	-48191.2046
pila 2	ELSC VTO	Max	6238.63	1974.2	196.528	750.7564	1764.1943	79680.6092
pila 2	ELSC VTO	Min	3208.813	-1973.975	-120.494	-757.4538	-5936.7947	-79754.6368
pila 2	ELSC TER	Max	6302.064	1197.035	233.279	473.5943	3697.5984	48137.6995
pila 2	ELSC TER	Min	3114.675	-1196.4	-188.116	-480.7735	-6948.6384	-48184.7297
Estribo 1 izq.	ELU VER	Max	5546.874	224.759	5.472	0	0	0

Estribo 1 izq.	ELU VER	Min	-3365.099	-235.935	-286.263	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELU HOR	Max	4769.608	217.162	163.732	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELU HOR	Min	-3039.916	-228.334	-446.385	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELU VTO	Max	6559.988	355.504	-0.635	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELU VTO	Min	-4833.546	-367.226	-282.005	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELU TER	Max	4801.149	220.549	96.168	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELU TER	Min	-3049.57	-230.171	-336.043	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC VER	Max	3727.858	147.726	-55.466	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC VER	Min	-2159.211	-159.399	-249.546	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC HOR	Max	3209.68	142.661	50.041	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC HOR	Min	-1942.423	-154.331	-356.293	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC VTO	Max	4403.267	234.889	-59.537	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC VTO	Min	-3138.176	-246.926	-246.707	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC TER	Max	3230.707	144.919	4.998	0	0	0
Estribo 1 izq.	ELSC TER	Min	-1948.859	-155.556	-282.732	0	0	0
Estribo 1 der	ELU VER	Max	5541.276	234.469	7.235	0	0	0
Estribo 1 der	ELU VER	Min	-3398.234	-225.576	-287.955	0	0	0
Estribo 1 der	ELU HOR	Max	4767.67	226.877	165.485	0	0	0
Estribo 1 der	ELU HOR	Min	-3074.504	-218.011	-448.062	0	0	0
Estribo 1 der	ELU VTO	Max	6558.929	365.197	2.253	0	0	0
Estribo 1 der	ELU VTO	Min	-4861.92	-356.883	-284.793	0	0	0
Estribo 1 der	ELU TER	Max	4808.824	228.541	97.9	0	0	0
Estribo 1 der	ELU TER	Min	-3087.424	-221.093	-337.702	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC VER	Max	3716.111	158.264	-54.282	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC VER	Min	-2189.968	-148.426	-250.665	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC HOR	Max	3200.374	153.203	51.219	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC HOR	Min	-1974.148	-143.383	-357.402	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC VTO	Max	4394.546	245.416	-57.603	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC VTO	Min	-3165.759	-235.964	-248.557	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC TER	Max	3227.81	154.312	6.162	0	0	0
Estribo 1 der	ELSC TER	Min	-1982.761	-145.437	-283.83	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELU VER	Max	5529.939	367.769	317.996	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELU VER	Min	-3265.885	-378.364	-15.443	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELU HOR	Max	4717.372	358.353	479.558	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELU HOR	Min	-2924.521	-368.955	-173.449	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELU VTO	Max	6487.795	589.801	316.285	0	0	0



ALTERNATIVA SUR. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PRIMER PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA.

Estribo 2 izq.	ELU VTO	Min	-4696.359	-600.326	-10.192	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELU TER	Max	4762.078	362.046	377.578	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELU TER	Min	-2951.425	-371.016	-123.289	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC VER	Max	3721.349	242.981	277.608	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC VER	Min	-2087.505	-254.44	56.82	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC HOR	Max	3179.638	236.703	385.317	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC HOR	Min	-1859.928	-248.167	-48.511	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC VTO	Max	4359.919	391.002	276.468	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC VTO	Min	-3041.154	-402.415	60.321	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC TER	Max	3209.441	239.165	317.33	0	0	0
Estribo 2 izq.	ELSC TER	Min	-1877.865	-249.541	-15.077	0	0	0
Estribo 2 der	ELU VER	Max	5522.821	377.305	316.21	0	0	0
Estribo 2 der	ELU VER	Min	-3297.396	-367.635	-13.748	0	0	0
Estribo 2 der	ELU HOR	Max	4710.072	367.856	477.779	0	0	0
Estribo 2 der	ELU HOR	Min	-2954.026	-358.22	-171.751	0	0	0
Estribo 2 der	ELU VTO	Max	6483.206	599.323	313.381	0	0	0
Estribo 2 der	ELU VTO	Min	-4725.165	-589.612	-7.403	0	0	0
Estribo 2 der	ELU TER	Max	4767.269	369.656	375.802	0	0	0
Estribo 2 der	ELU TER	Min	-2987.604	-361.402	-121.601	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC VER	Max	3709.344	253.448	276.41	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC VER	Min	-2116.328	-243.171	57.942	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC HOR	Max	3167.511	247.148	384.123	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC HOR	Min	-1887.414	-236.894	-47.394	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC VTO	Max	4349.601	401.46	274.524	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC VTO	Min	-3068.173	-391.155	62.172	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC TER	Max	3205.642	248.348	316.138	0	0	0
Estribo 2 der	ELSC TER	Min	-1909.799	-239.015	-13.961	0	0	0



VIII. Resultados del programa CSiBridge de las secciones a comprobar

Se muestra un fragmento del listado de esfuerzos sobre las secciones que se han empleado en los cálculos de este documento.

Sección	Combinación	Tipo	Axil	Fx	Fy	Torsor	Mx	My
Distancia			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
38	ENV ELU VER	Min	11.018	-140.524	-302.706	-15061.7742	-3650.8156	-38548.3284
38	ENV ELU TER	Min	-176.2	-71.981	-287.389	-13422.1763	-3080.2686	-31964.1163
38	ENV ELU HOR	Min	-99.7	5.105	-287.517	-13412.0401	-3089.4201	-30317.4754
38	ENV ELU VTO	Min	27.676	71.292	-465.024	-20469.8548	-4608.4824	-28361.9871
38	ENV ELU VTO	Max	601.951	2575.27	468.43	20399.9613	4476.5801	22094.9416
38	ENV ELU HOR	Max	729.395	2641.923	289.822	13327.7471	2998.9178	24033.729
38	ENV ELU TER	Max	716.077	2672.22	289.563	13349.9736	2995.1171	27371.8158
38	ENV ELU VER	Max	622.891	3218.336	304.99	14972.468	3560.9642	32474.0511
67	ENV ELU VER	Min	-481.434	-6247.726	-1202.033	-8695.1014	-14563.3534	-126350.887
67	ENV ELU HOR	Min	-764.307	-5130.254	-1186.686	-6147.9881	-13569.8167	-106813.139
67	ENV ELU TER	Min	-699.138	-5064.414	-1186.589	-6147.6764	-13581.7307	-108833.353
67	ENV ELU VTO	Min	-361.297	-5063.165	-1963.131	-7835.6183	-21688.0764	-103792.006
67	ENV ELU VTO	Max	751.187	-1637.173	1961.55	7824.4697	21477.1418	-19851.7348
67	ENV ELU TER	Max	927.787	-1635.663	1185.721	6141.3698	13455.3948	-12793.3942
67	ENV ELU HOR	Max	1154.407	-1570.088	1185.883	6141.5238	13430.8473	-16856.9718
67	ENV ELU VER	Max	798.356	-1543.403	1201.22	8688.5512	14430.62	-16543.7531
94	ENV ELU VER	Min	-410.48	-3798.822	-709.45	-5757.8744	-14377.3741	-19512.0881
94	ENV ELU HOR	Min	-553.886	-3075.893	-694.103	-3830.0939	-13548.2016	-16579.2548
94	ENV ELU TER	Min	-639.337	-3010.054	-694.006	-3829.6158	-13560.8464	-19937.6592
94	ENV ELU VTO	Min	-301.496	-3008.805	-1142.159	-4337.2255	-21856.2604	-14786.6058
94	ENV ELU VTO	Max	780.412	-619.467	1140.579	4329.6448	21687.0916	24517.9988
94	ENV ELU TER	Max	957.011	-617.957	693.138	3826.188	13457.2423	31522.3299
94	ENV ELU HOR	Max	1033.012	-552.382	693.3	3826.4365	13429.9757	26287.7813
94	ENV ELU VER	Max	827.581	-460.936	708.637	5754.6173	14265.4326	31330.2488
121	ENV ELU VER	Min	-336.948	-1272.787	-216.867	-4104.8825	-25532.2654	-1334.2455
121	ENV ELU HOR	Min	-341.532	-915.783	-201.52	-2619.0942	-24675.9619	1006.926
121	ENV ELU TER	Min	-577.602	-849.943	-201.424	-2618.5405	-24684.008	-4018.0412
121	ENV ELU VTO	Min	-239.762	-848.694	-321.188	-2652.1438	-40467.1161	1222.0699
121	ENV ELU VTO	Max	809.637	745.654	319.607	2644.3395	40347.3457	53939.2273
121	ENV ELU TER	Max	986.236	747.165	200.555	2614.5761	24610.768	60956.2449
121	ENV ELU HOR	Max	911.618	812.739	200.718	2614.8675	24586.1119	54135.0135

121	ENV ELU VER	Max	856.806	1148.636	216.054	4100.5444	25451.1161	65949.7638
38	ENV ELSC VER	Max	537.103	2254.091	203.482	9962.71	2367.4443	20014.7025
38	ENV ELSC VER	Min	132.975	155.346	-201.647	-10058.705	-2440.4261	-26642.8793
67	ENV ELSC VER	Max	672.135	-1629.962	800.894	5792.2745	9608.1632	-23139.9727
67	ENV ELSC VER	Min	-155.179	-4404.356	-801.271	-5796.7521	-9719.6279	-89086.8057
94	ENV ELSC VER	Max	701.36	-611.317	472.506	3836.2368	9495.781	20976.5644
94	ENV ELSC VER	Min	-103.997	-2653.493	-472.883	-3838.6802	-9597.8336	-12898.2968
121	ENV ELSC VER	Max	730.585	758.731	144.117	2733.4844	16950.646	45759.1658
121	ENV ELSC VER	Min	-51.097	-851.21	-144.494	-2736.7216	-17036.6197	3311.467
38	ENV ELSC HOR	Max	608.105	1869.816	193.371	8866.2295	1992.7467	14387.8211
38	ENV ELSC HOR	Min	59.163	252.431	-191.521	-8958.8823	-2066.1624	-21155.644
67	ENV ELSC HOR	Max	909.502	-1647.752	790.67	4094.2562	8941.6481	-23348.7851
67	ENV ELSC HOR	Min	-343.761	-3659.374	-791.04	-4098.6766	-9057.2701	-76061.6399
94	ENV ELSC HOR	Max	838.314	-672.281	462.281	2550.783	8938.8097	17614.9195
94	ENV ELSC HOR	Min	-199.601	-2171.541	-462.652	-2553.4932	-9045.0519	-10943.0747
121	ENV ELSC HOR	Max	767.126	534.8	133.893	1743.0332	16373.9765	37882.6656
121	ENV ELSC HOR	Min	-54.153	-613.207	-134.263	-1746.1961	-16465.7507	4872.2479
38	ENV ELSC VTO	Max	523.142	1825.38	312.443	13581.0389	2977.8549	13095.2961
38	ENV ELSC VTO	Min	144.08	296.556	-309.858	-13664.0921	-3078.8706	-19851.9851
67	ENV ELSC VTO	Max	640.689	-1692.475	1307.781	5216.2201	14305.8444	-25345.2938
67	ENV ELSC VTO	Min	-75.088	-3614.649	-1308.67	-5223.7635	-14469.4432	-74047.5515
94	ENV ELSC VTO	Max	669.914	-717.004	760.467	2886.2551	14443.5536	16435.0645
94	ENV ELSC VTO	Min	-31.341	-2126.815	-761.356	-2891.5809	-14583.7577	-9747.9753
121	ENV ELSC VTO	Max	699.139	490.077	213.153	1762.6811	26881.4657	37752.1415
121	ENV ELSC VTO	Min	13.694	-568.481	-214.042	-1768.2291	-26993.1868	5015.6773
38	ENV ELSC TER	Max	599.226	1890.013	193.198	8881.0471	1990.213	16613.2123
38	ENV ELSC TER	Min	8.163	201.041	-191.435	-8965.6398	-2060.0615	-22253.4045
67	ENV ELSC TER	Max	758.422	-1691.468	790.561	4094.1535	8958.0131	-20639.7334
67	ENV ELSC TER	Min	-300.315	-3615.482	-790.976	-4098.4689	-9065.2127	-77408.4497
94	ENV ELSC TER	Max	787.647	-715.997	462.173	2550.6173	8956.9874	21104.6185
94	ENV ELSC TER	Min	-256.568	-2127.648	-462.587	-2553.1744	-9053.4818	-13182.0109
121	ENV ELSC TER	Max	816.872	491.083	133.784	1742.8389	16390.4139	42430.1532
121	ENV ELSC TER	Min	-211.533	-569.314	-134.199	-1745.8269	-16471.1147	1522.2698



IX. Resultados del dimensionamiento de los estribos y muros en vuelta

➤ Muro frontal del estribo 1:

12.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: sur p1 e1 (puente primero estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 3416.4 kN/m Calculado: 488.9 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 105 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 18 cm Calculado: 18 cm	Cumple Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016 Calculado: 0.00314 Calculado: 0.00314	Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>	Calculado: 0.00149 Mínimo: 0.00124 Mínimo: 0.00029	Cumple Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00623 Calculado: 0.00311	Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214 Calculado: 0.00623 Calculado: 0.00311	Cumple Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00149 Calculado: 0.00149	Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.3</i>	Calculado: 0.00149 Mínimo: 0.00018 Mínimo: 0.00017	Cumple Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 3.7 cm Calculado: 16 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: 517.9 kN/m Calculado: 438.3 kN/m	Cumple

Referencia: Muro: sur p1 e1 (puente primero estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08, Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.193 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.5.2</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.35 m Calculado: 1.35 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.5 m Calculado: 0.5 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 94 cm Calculado: 95 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 4 cm ² Calculado: 12.5 cm ²	Cumple
Canto mínimo viga coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 90 cm Calculado: 93 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 8.9 cm ² /m Calculado: 31.41 cm ² /m	Cumple
Separación máxima entre estribos: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -6.14 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -6.14 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -4.54 m, Md: 1285.86 kN·m/m, Nd: -37.38 kN/m, Vd: 411.34 kN/m, Tensión máxima del acero: 404.085 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -5.14 m		
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -6.14 m, M: 1094.75 kN·m/m, N: 106.85 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: sur p1 e1 (puente primero estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 2.89	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 1.82	Cumple
Canto mínimo: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 140 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.5 MPa Calculado: 0.2831 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.625 MPa Calculado: 0.3949 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 28.77 cm ² /m Calculado: 31.41 cm ² /m	Cumple



Referencia: Zapata corrida: sur p1 e1 (puente primero estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 1.46 cm ² /m Calculado: 49.08 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 31.32 cm ² /m Calculado: 49.08 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 641.2 kN/m	
- Trasdós:	Calculado: 472.9 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 591.7 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 38.5 cm Calculado: 128 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 33 cm Calculado: 128 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: 45.7 cm Calculado: 115 cm	Cumple
Recubrimiento:		
- Lateral: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø25	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.0035	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00224	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		

Referencia: Zapata corrida: sur p1 e1 (puente primero estribo primero)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00087 Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00056 Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214 Calculado: 0.0035	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00209 Calculado: 0.00224	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 1630.21 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1737.49 kN·m/m		

➤ Muros en vuelta del estribo 1

Referencia: Muro: sur p1 e1 aletas (puente primero estribo primero aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 1488.3 kN/m Calculado: 120.2 kN/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 2733.8 kN/m Calculado: 359.1 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm	
- Tramo 1:	Calculado: 75 cm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 105 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 17.5 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 17.5 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 28 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Tramo 1:		
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple



Referencia: Muro: sur p1 e1 aletas (puente primero estribo primero aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 2: - Trasdós: - Intradós:	Calculado: 20 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tramo 1: - Trasdós (-4.43 m): - Intradós (-4.43 m):	Calculado: 0.0049 Calculado: 0.00209	Cumple Cumple
- Tramo 2: - Trasdós (-8.85 m): - Intradós (-8.85 m):	Calculado: 0.0049 Calculado: 0.00209	Cumple Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>		
- Tramo 1: - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 0.00065 Calculado: 0.00327 Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00139	Cumple Cumple
- Tramo 2: - Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 0.00093 Calculado: 0.00233 Mínimo: 0.00019 Calculado: 0.00099	Cumple Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Tramo 1. Trasdós (-4.43 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Tramo 2. Trasdós (-8.85 m):	Calculado: 0.00467	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214	
- Tramo 1. Trasdós (-4.43 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Tramo 2. Trasdós (-8.85 m):	Calculado: 0.00467	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Tramo 1. Intradós (-4.43 m):	Calculado: 0.00139	Cumple
- Tramo 2. Intradós (-8.85 m):	Calculado: 0.00099	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 1e-005	
- Tramo 1. Intradós (-4.43 m):	Calculado: 0.00139	Cumple
- Tramo 2. Intradós (-8.85 m):	Mínimo: 3e-005 Calculado: 0.00099	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Tramo 1: - Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple

Referencia: Muro: sur p1 e1 aletas (puente primero estribo primero aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós: - Tramo 2: - Trasdós: - Intradós:	Calculado: 26 cm Calculado: 5 cm Calculado: 26 cm	Cumple Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Tramo 1: - Armadura vertical Trasdós: - Armadura vertical Intradós:	Calculado: 20 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
- Tramo 2: - Armadura vertical Trasdós: - Armadura vertical Intradós:	Calculado: 10 cm Calculado: 30 cm	Cumple Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Tramo 1: - Tramo 2:	Máximo: 406.4 kN/m Calculado: 87.8 kN/m Máximo: 548.7 kN/m Calculado: 308.6 kN/m	Cumple Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm	
- Tramo 1: - Tramo 2:	Calculado: 0 mm Calculado: 0.181 mm	Cumple Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>		
- Tramo 1: - Base trasdós: - Base intradós:	Mínimo: 1.5 m Calculado: 1.5 m Mínimo: 0.5 m Calculado: 0.5 m	Cumple Cumple
- Tramo 2: - Base trasdós: - Base intradós:	Mínimo: 1.5 m Calculado: 1.5 m Mínimo: 0.5 m Calculado: 0.5 m	Cumple Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós: - Intradós:	Mínimo: 64 cm Calculado: 95 cm Mínimo: 0 cm Calculado: 96 cm	Cumple Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 6.2 cm ² Calculado: 9.4 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -4.43 m		



Referencia: Muro: sur p1 e1 aletas (puente primero estribo primero aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -4.43 m		
- Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -4.43 m, Md: 193.96 kN·m/m, Nd: 81.48 kN/m, Vd: 120.27 kN/m, Tensión máxima del acero: 104.754 MPa		
- Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -3.73 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -8.85 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -8.85 m		
- Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -8.85 m, Md: 1268.12 kN·m/m, Nd: 239.67 kN/m, Vd: 359.17 kN/m, Tensión máxima del acero: 258.187 MPa		
- Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -7.85 m		
- Tramo 2 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -8.85 m, M: 799.05 kN·m/m, N: 223.68 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: sur p1 e1 aletas (puente primero estribo primero aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 5.48	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.82	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 140 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.5 MPa Calculado: 0.1608 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.625 MPa Calculado: 0.1754 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Calculado: 31.41 cm ² /m Mínimo: 15.55 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 11.62 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 641.2 kN/m Calculado: 261 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 216.5 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 31.1 cm Calculado: 128.5 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 33 cm Calculado: 128.5 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

Referencia: Zapata corrida: sur p1 e1 aletas (puente primero estribo primero aletas)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior intradós:	Mínimo: 24.7 cm Calculado: 115 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>	Mínimo: Ø12	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00224	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00224	Cumple
Cuantía mecánica mínima: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00056	
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Mínimo: 0.00056	
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00112	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00108	
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00224	Cumple
- Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.00137	
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00224	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 889.83 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 654.05 kN·m/m		



➤ Muro frontal del estribo 2

Referencia: Muro: sur p1 e2 (puente primero estribo segundo)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 3720.5 kN/m Calculado: 625.8 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 145 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 17.5 cm	Cumple
- Trasdós:	Calculado: 17.5 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 17.5 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 20 cm	Cumple
Cuántía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016 Calculado: 0.0049	Cumple
- Trasdós (-9.18 m):	Calculado: 0.0049	Cumple
- Intradós (-9.18 m):	Calculado: 0.0049	Cumple
Cuántía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuántía horizontal > 20% Cuántía vertical)</i>	Calculado: 0.00169 Mínimo: 0.0009	Cumple
- Trasdós:	Mínimo: 0.0009	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00022	Cumple
Cuántía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00451	Cumple
- Trasdós (-9.18 m):	Calculado: 0.00451	Cumple
- Trasdós (-5.28 m):	Calculado: 0.00225	Cumple
Cuántía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00214 Calculado: 0.00451	Cumple
- Trasdós (-9.18 m):	Calculado: 0.00451	Cumple
- Trasdós (-5.28 m):	Calculado: 0.00225	Cumple
Cuántía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00112	Cumple
- Intradós (-9.18 m):	Calculado: 0.00112	Cumple
- Intradós (-5.28 m):	Calculado: 0.00112	Cumple
Cuántía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>	Calculado: 0.00112 Mínimo: 0.00015	Cumple
- Intradós (-9.18 m):	Mínimo: 0.00015	Cumple
- Intradós (-5.28 m):	Mínimo: 0.00013	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 3.7 cm	Cumple
- Trasdós:	Calculado: 3.7 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 693 kN/m Calculado: 473.8 kN/m	Cumple

Referencia: Muro: sur p1 e2 (puente primero estribo segundo)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.239 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.35 m Calculado: 1.35 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.75 m Calculado: 0.75 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 134 cm Calculado: 134 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 6.2 cm ² Calculado: 19.6 cm ²	Cumple
Canto mínimo viga coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 129 cm Calculado: 133 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 12.69 cm ² /m Calculado: 32.72 cm ² /m	Cumple
Separación máxima entre estribos: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuántía horizontal / cuántía vertical' Trasdós: -9.18 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuántía horizontal / cuántía vertical' Intradós: -9.18 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -6.98 m, Md: 1826.28 kN·m/m, Nd: 101.00 kN/m, Vd: 428.50 kN/m, Tensión máxima del acero: 387.711 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -7.78 m		
- Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -9.18 m, M: 1943.96 kN·m/m, N: 952.98 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: sur p1 e2 (puente primero estribo segundo)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 3.22	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.36	Cumple
Canto mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>		
- Zapata:	Mínimo: 25 cm Calculado: 170 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.5 MPa Calculado: 0.3233 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.625 MPa Calculado: 0.509 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Calculado: 53.61 cm ² /m Mínimo: 32.37 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm ² /m	Cumple



Referencia: Zapata corrida: sur p1 e2 (puente primero estribo segundo)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 33.83 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>	Máximo: 754.6 kN/m	
- Trasdós:	Calculado: 560.3 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 572.6 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 38 cm Calculado: 156.8 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 50 cm Calculado: 156.8 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 74.2 cm Calculado: 115 cm	Cumple
Recubrimiento: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>		
- Lateral:	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø25	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø32	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø25	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>		
- Armadura transversal inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 25 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>		
- Armadura longitudinal inferior:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00115	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00115	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00315	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00315	Cumple
Cuantía mecánica mínima: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i>		
- Armadura longitudinal inferior:	Mínimo: 0.00078 Calculado: 0.00115	Cumple

Referencia: Zapata corrida: sur p1 e2 (puente primero estribo segundo)		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00078 Calculado: 0.00115	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00206 Calculado: 0.00315	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00201 Calculado: 0.00315	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 2251.91 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 2314.54 kN·m/m		



➤ Muro en vuelta del estribo 2

Referencia: Muro: sur p1 e2 aletas (puente primero estribo segundo muro de vuelta)		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 27.5 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 0.0016	
- Trasdós (-3.90 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Intradós (-3.90 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós (-7.80 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Intradós (-7.80 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós (-11.89 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
- Intradós (-11.89 m):	Calculado: 0.00327	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal > 20% Cuantía vertical)</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 0.00043	
- Trasdós:	Calculado: 0.00218	Cumple
- Intradós:	Calculado: 0.00218	Cumple
- Tramo 2:		
- Trasdós:	Calculado: 0.00148	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00059	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós:	Calculado: 0.00112	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.0011	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.00022	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>		
- Tramo 1. Trasdós (-3.90 m):	Calculado: 0.00218	Cumple
- Tramo 2. Trasdós (-7.80 m):	Calculado: 0.00297	Cumple
- Tramo 3. Trasdós (-11.89 m):	Calculado: 0.00554	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>		
- Tramo 1. Trasdós (-3.90 m):	Calculado: 0.00218	Cumple

Referencia: Muro: sur p1 e2 aletas (puente primero estribo segundo muro de vuelta)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 2. Trasdós (-7.80 m):	Calculado: 0.00297	Cumple
- Tramo 3. Trasdós (-11.89 m):	Calculado: 0.00554	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>		
- Tramo 1. Intradós (-3.90 m):	Mínimo: 0.00027	
- Tramo 2. Intradós (-7.80 m):	Calculado: 0.00218	Cumple
- Tramo 3. Intradós (-11.89 m):	Calculado: 0.00148	Cumple
- Tramo 3. Intradós (-11.89 m):	Calculado: 0.00112	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.3</i>		
- Tramo 1. Intradós (-3.90 m):	Mínimo: 1e-005	
- Tramo 2. Intradós (-7.80 m):	Calculado: 0.00218	Cumple
- Tramo 2. Intradós (-7.80 m):	Mínimo: 2e-005	
- Tramo 3. Intradós (-7.80 m):	Calculado: 0.00148	Cumple
- Tramo 3. Intradós (-11.89 m):	Mínimo: 4e-005	
- Tramo 3. Intradós (-11.89 m):	Calculado: 0.00112	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.4.1</i>		
- Tramo 1:	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Tramo 2:	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Trasdós:	Mínimo: 3.2 cm	
- Intradós:	Calculado: 3.6 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 2.5 cm	
- Intradós:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 2:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
- Tramo 3:		
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 10 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 30 cm	Cumple
Comprobación a flexión compuesta: <i>Comprobación realizada por unidad de longitud de muro</i>		
- Tramo 1:		Cumple
- Tramo 2:		Cumple
- Tramo 3:		Cumple
Comprobación a cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>		



Referencia: Muro: sur p1 e2 aletas (puente primero estribo segundo muro de vuelta)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 1:	Máximo: 405 kN/m Calculado: 66.9 kN/m	Cumple
- Tramo 2:	Máximo: 565.7 kN/m Calculado: 261 kN/m	Cumple
- Tramo 3:	Máximo: 730.3 kN/m Calculado: 469.6 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08. Artículo 49.2.3</i>		
- Tramo 1:	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple
- Tramo 2:	Calculado: 0 mm	Cumple
- Tramo 3:	Calculado: 0.192 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5.2</i>		
- Tramo 1:		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.05 m Calculado: 1.5 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.75 m Calculado: 0.75 m	Cumple
- Tramo 2:		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.5 m Calculado: 1.5 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.75 m Calculado: 0.75 m	Cumple
- Tramo 3:		
- Base trasdós:	Mínimo: 2.46 m Calculado: 2.5 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.75 m Calculado: 0.75 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 64 cm Calculado: 65 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 41 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
	Mínimo: 6.2 cm ² Calculado: 14.7 cm ²	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.90 m		
- Tramo 1 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.90 m		
- Tramo 1 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.90 m, Md: 136.89 kN·m/m, Nd: 71.74 kN/m, Vd: 95.55 kN/m, Tensión máxima del acero: 87.947 MPa		
- Tramo 1 -> Sección crítica a cortante: Cota: -3.20 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -7.80 m		
- Tramo 2 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -7.80 m		
- Tramo 2 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -7.80 m, Md: 932.29 kN·m/m, Nd: 223.15 kN/m, Vd: 322.76 kN/m, Tensión máxima del acero: 245.418 MPa		
- Tramo 2 -> Sección crítica a cortante: Cota: -6.75 m		

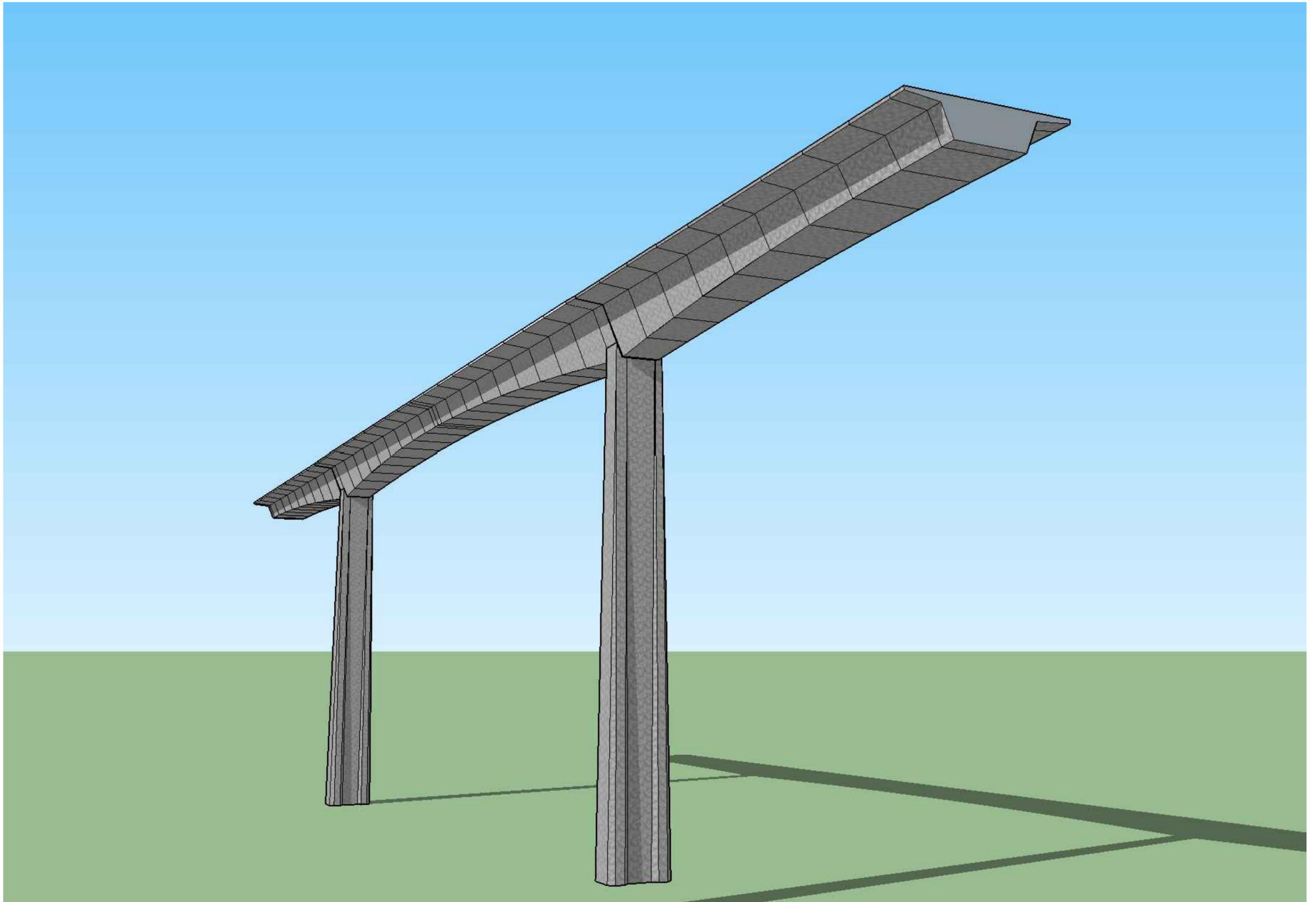
Referencia: Muro: sur p1 e2 aletas (puente primero estribo segundo muro de vuelta)		
Comprobación	Valores	Estado
- Tramo 3 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -11.89 m		
- Tramo 3 -> Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -11.89 m		
- Tramo 3 -> Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -11.89 m, Md: 2701.92 kN·m/m, Nd: 455.74 kN/m, Vd: 562.74 kN/m, Tensión máxima del acero: 238.067 MPa		
- Tramo 3 -> Sección crítica a cortante: Cota: -10.49 m		
- Tramo 3 -> Sección con la máxima abertura de fisuras: Cota: -11.89 m, M: 1728.91 kN·m/m, N: 408.49 kN/m		
Referencia: Zapata corrida: sur p1 e2 aletas (puente primero estribo segundo muro de vuelta)		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 3.39	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.44	Cumple
Canto mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.1</i>		
- Zapata:	Mínimo: 25 cm Calculado: 170 cm	Cumple
Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.5 MPa Calculado: 0.2181 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.625 MPa Calculado: 0.2982 MPa	Cumple
Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Calculado: 53.61 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 24.98 cm ² /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 0 cm ² /m Mínimo: 18.62 cm ² /m	Cumple
Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 754.6 kN/m Calculado: 480 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 316.6 kN/m	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08. Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 47.1 cm Calculado: 156.8 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 50 cm Calculado: 156.8 cm	Cumple
- Armado inferior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado inferior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 30 cm	Cumple
- Armado superior trasdós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 0 cm	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 57.3 cm Calculado: 115 cm	Cumple
Recubrimiento: <i>Norma EHE-08. Artículo 37.2.4.1</i>		
- Lateral:	Mínimo: 7 cm Calculado: 7.5 cm	Cumple



Referencia: Zapata corrida: sur p1 e2 aletas (puente primero estribo segundo muro de vuelta)		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08. Artículo 58.8.2.</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal superior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø32 Calculado: Ø25 Calculado: Ø32 Calculado: Ø25	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.1</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior: - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm Calculado: 15 cm Calculado: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i> - Armadura longitudinal inferior: - Armadura longitudinal superior: - Armadura transversal inferior: - Armadura transversal superior:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00115 Calculado: 0.00115 Calculado: 0.00315 Calculado: 0.00315	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mecánica mínima: - Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i> - Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 55</i> - Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i> - Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00078 Calculado: 0.00115 Mínimo: 0.00078 Calculado: 0.00115 Mínimo: 0.00136 Calculado: 0.00315 Mínimo: 0.0017 Calculado: 0.00315	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 1745.68 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 1285.70 kN·m/m		



INFOGRAFÍAS



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

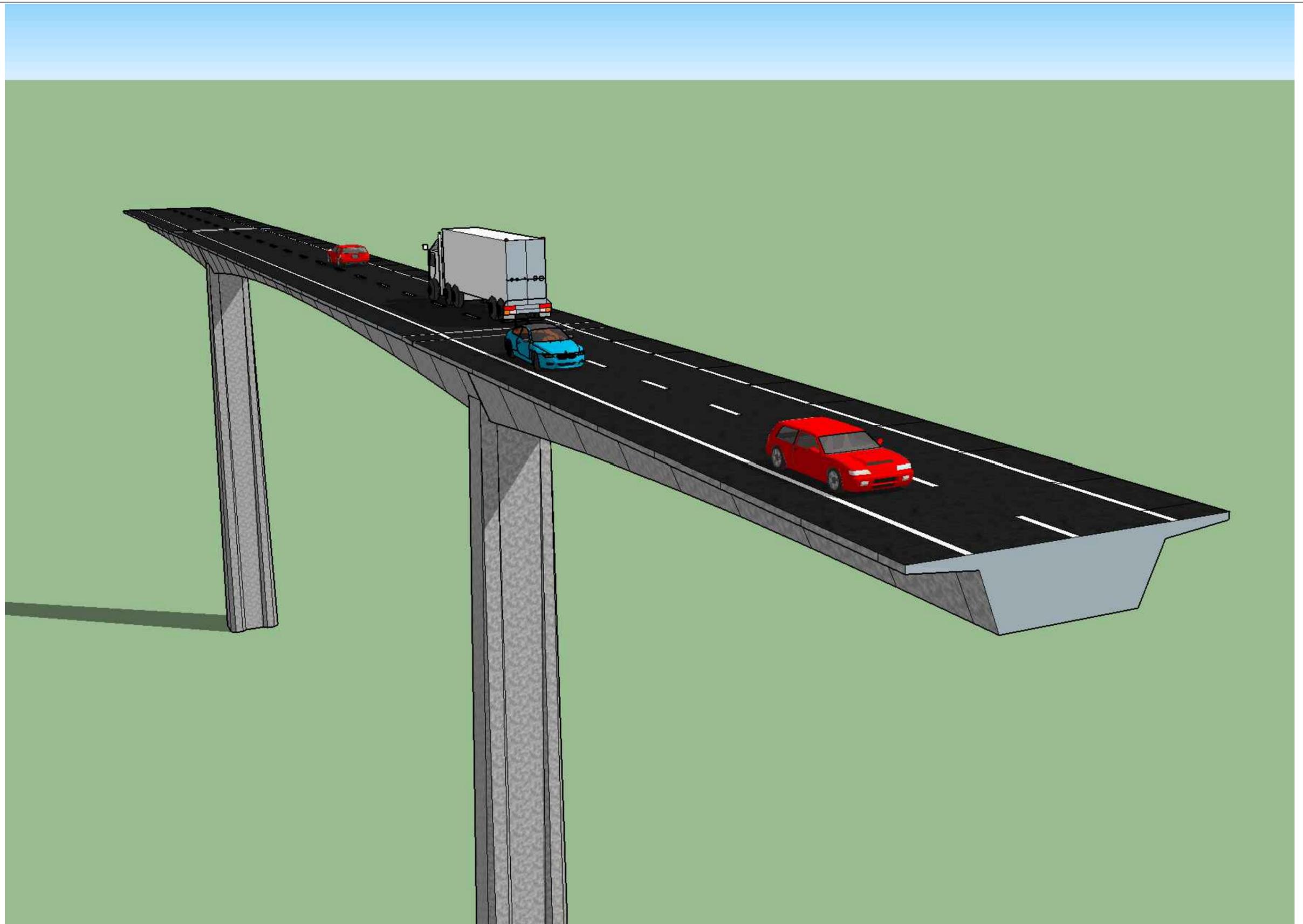
FECHA
 JUNIO 2016

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

ESCALA:
 Sin escala

TÍTULO DEL PLANO
 PRIMER PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA
 INFOGRAFÍA

Nº DE PLANO
 Infografía 1
 HOJA 1 DE 2



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

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

ESCALA:
 Sin escala

TÍTULO DEL PLANO
 PRIMER PUENTE SOBRE EL RÍO CHELVA
 INFOGRAFÍA

Nº DE PLANO
 Infografía 2
 HOJA 2 DE 2



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



DOCUMENTO N°3

PLANOS

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



PLANOS

5.1. Puente 1

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

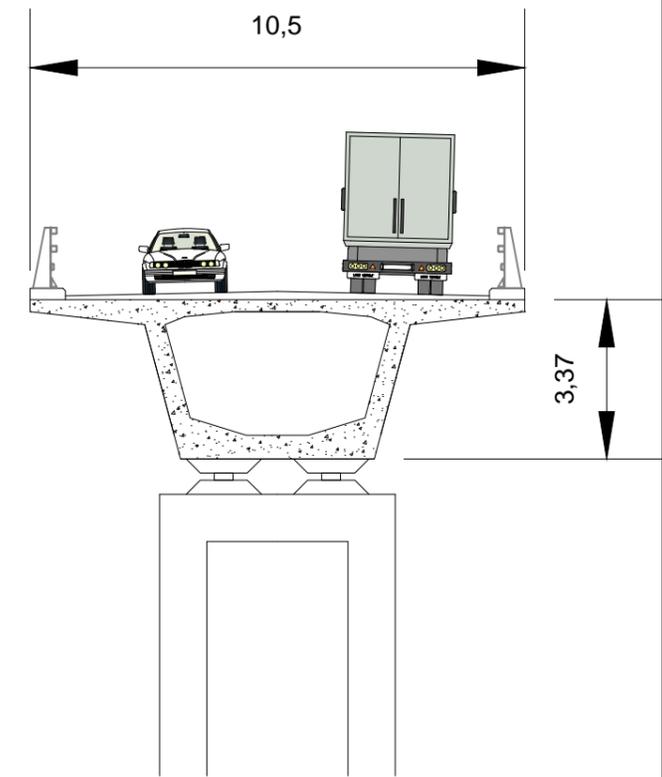
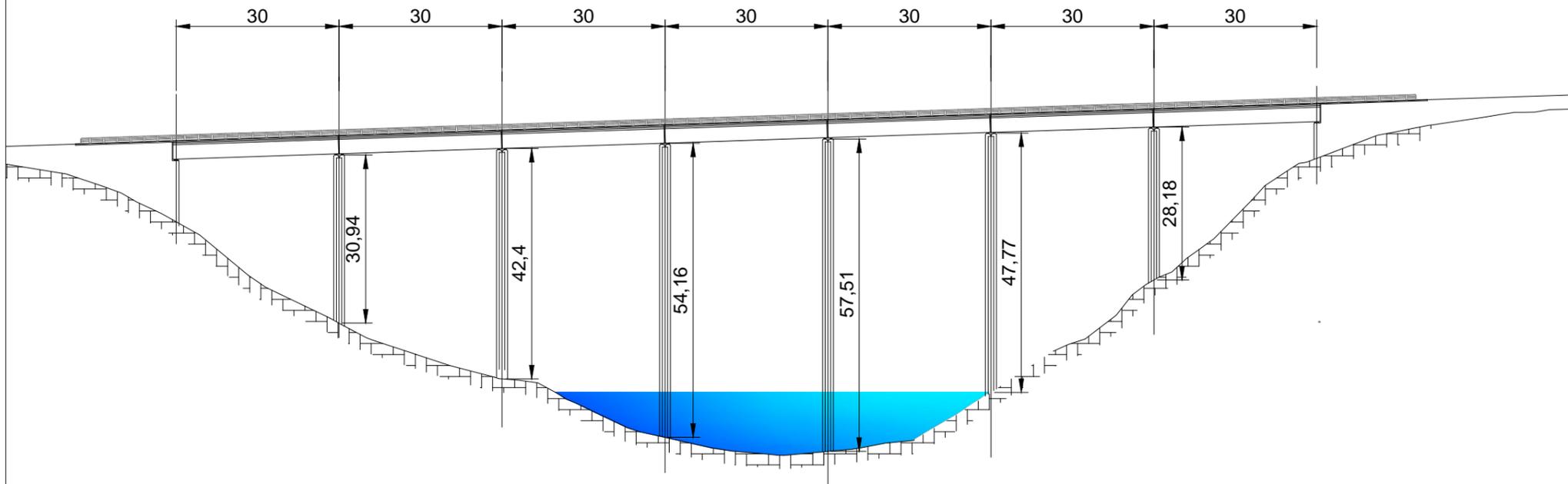
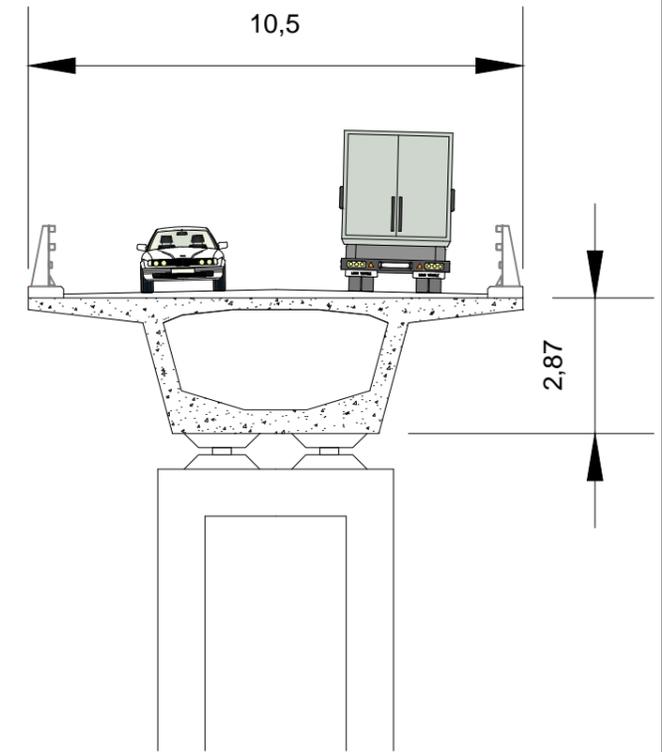
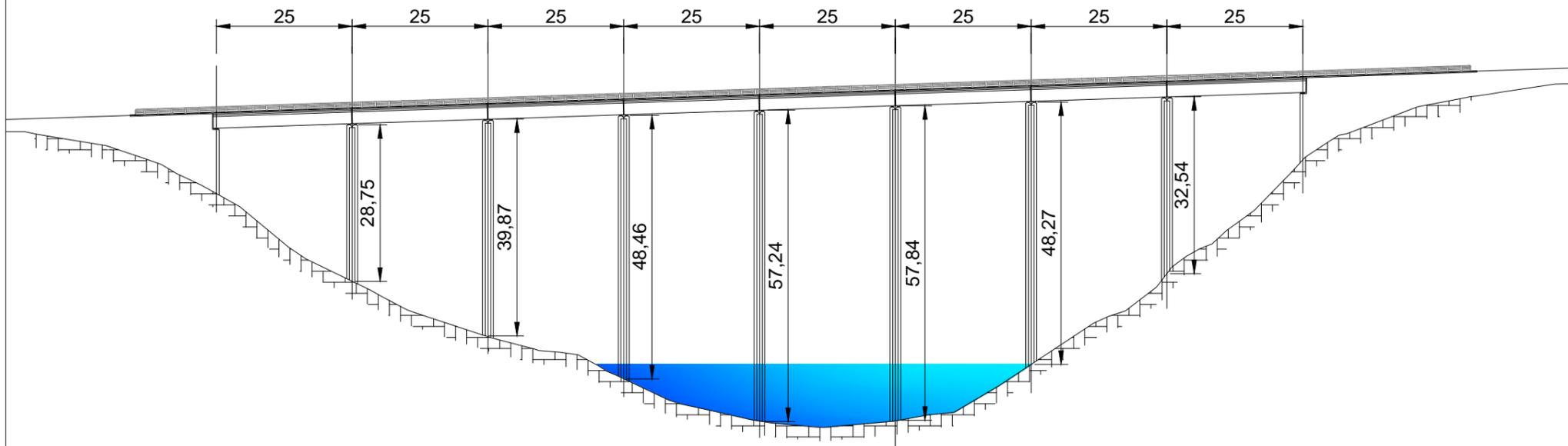
5.1.3. Fase 3

- 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)

Solución cajón prefabricado: vanos de 25 y 30 m.

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO

JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA

JUNIO 2016

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

ESCALA:

Varias

Puente cajón prefabricado

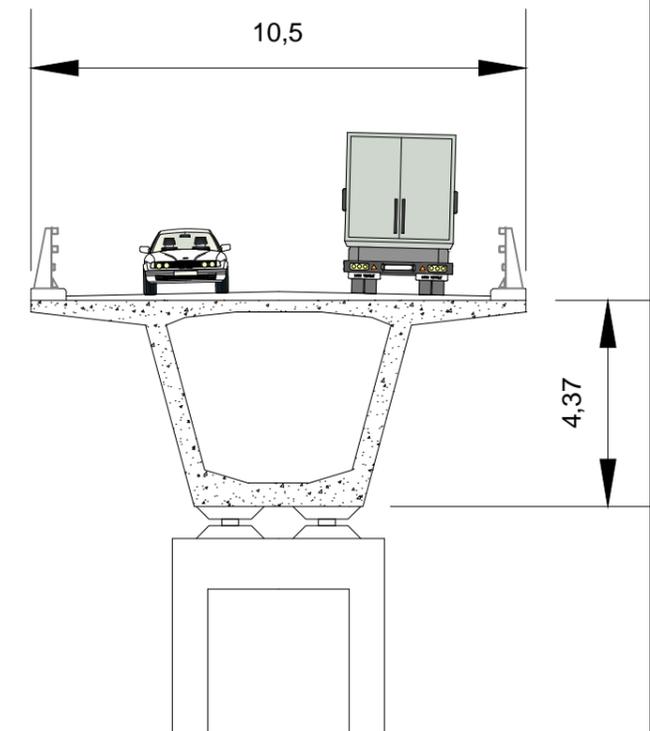
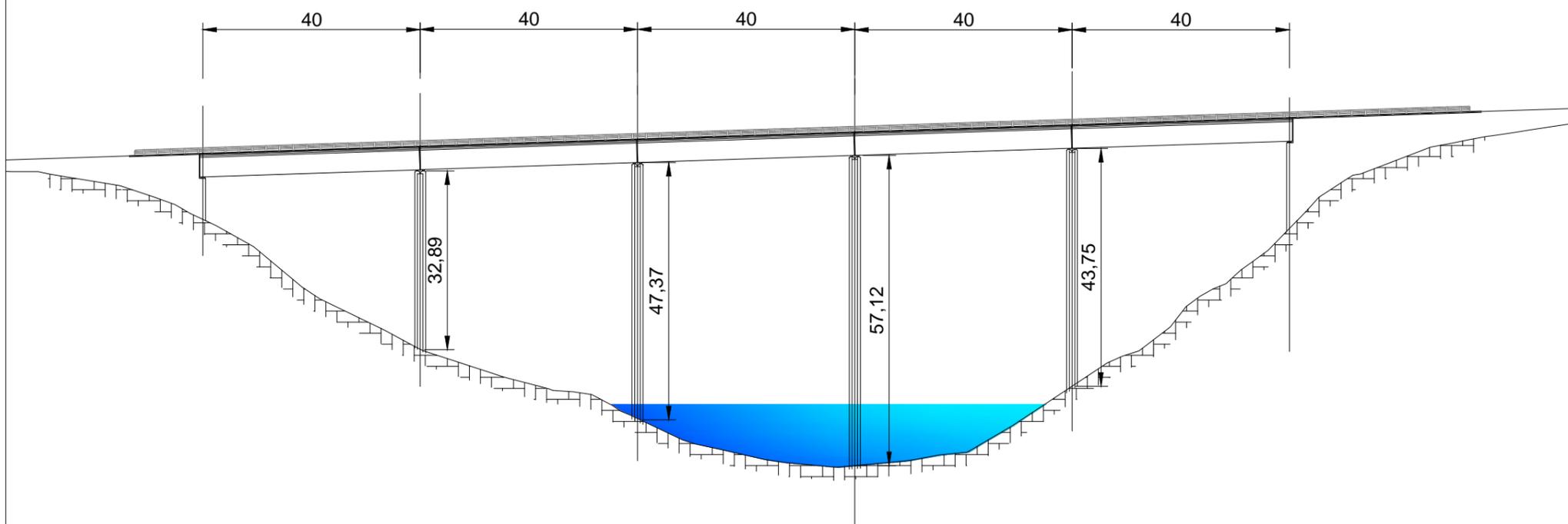
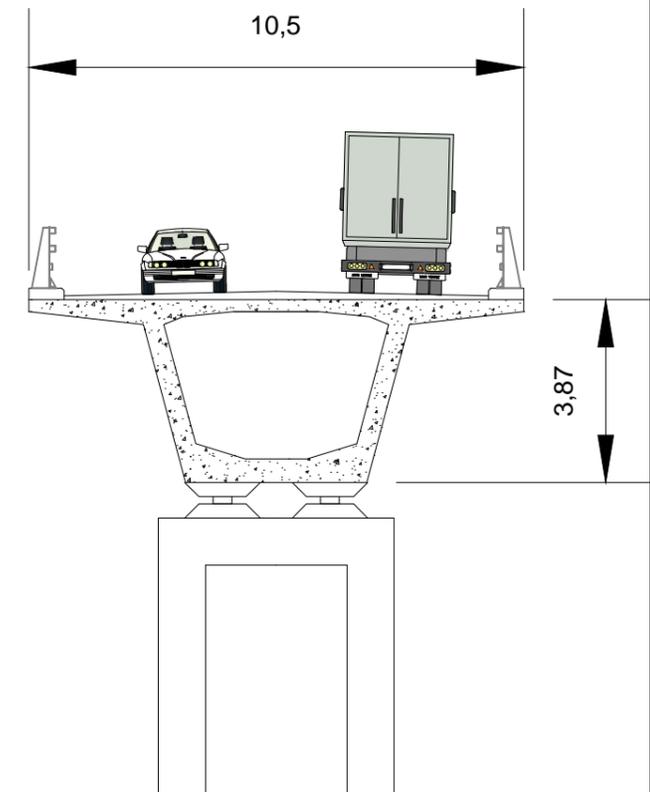
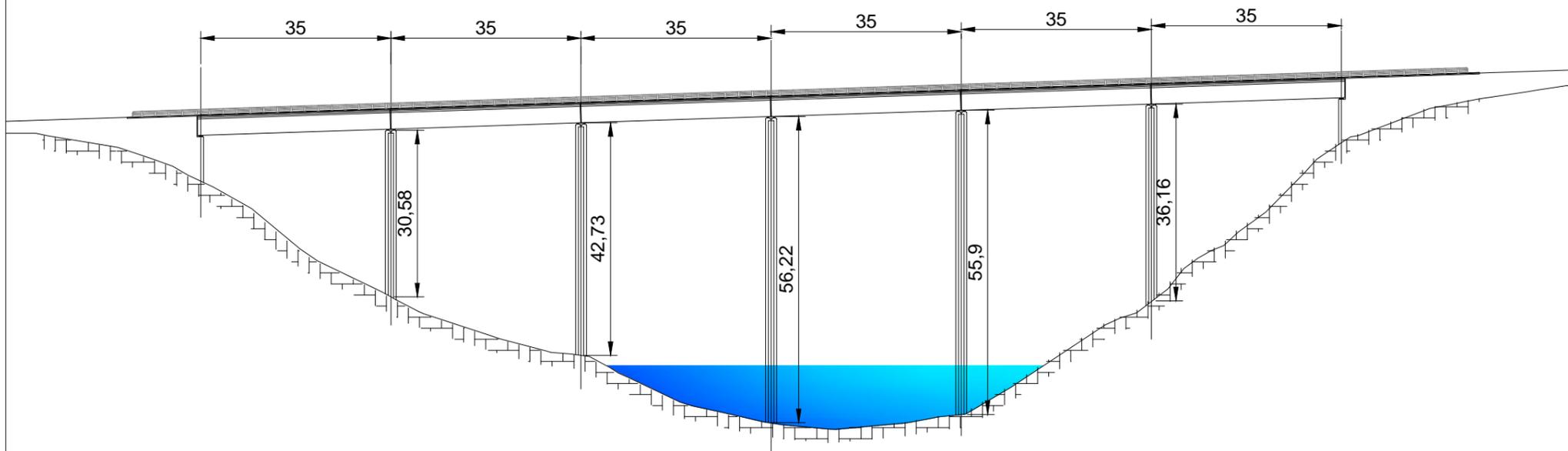
5.1.1.1.

HOJA 1 DE 2

Solución cajón prefabricado: vanos de 25 y 30 m.

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

PUENTE CAJÓN PREFABRICADO

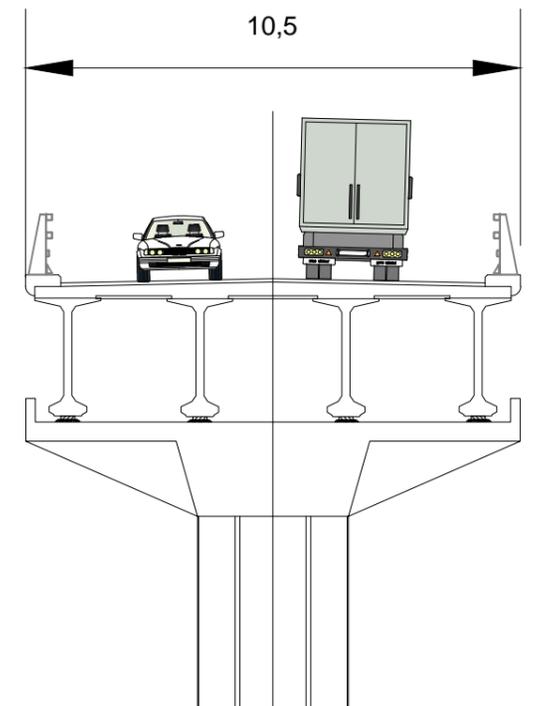
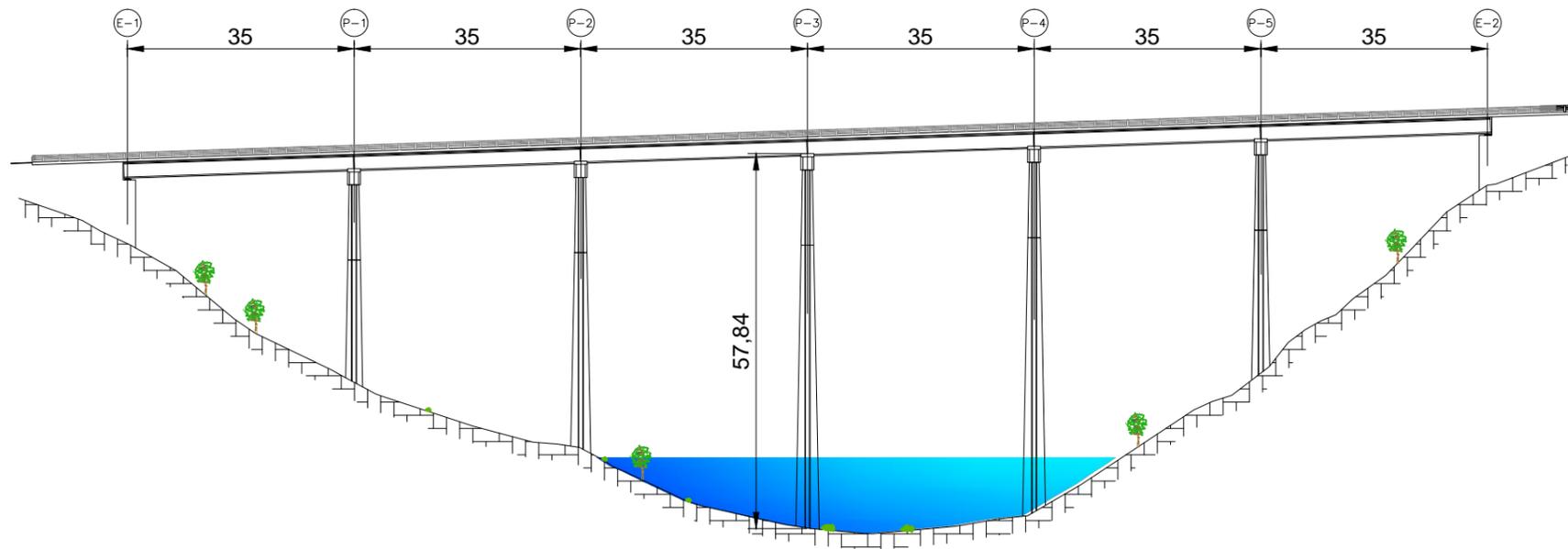
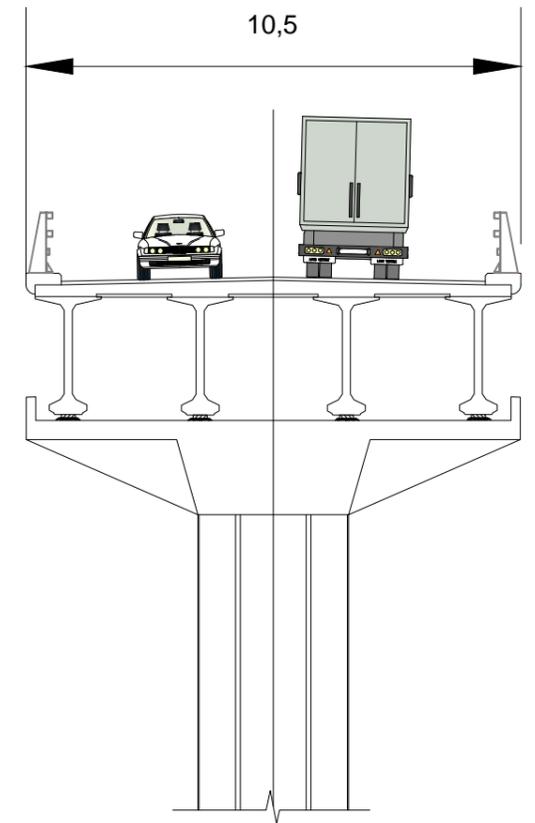
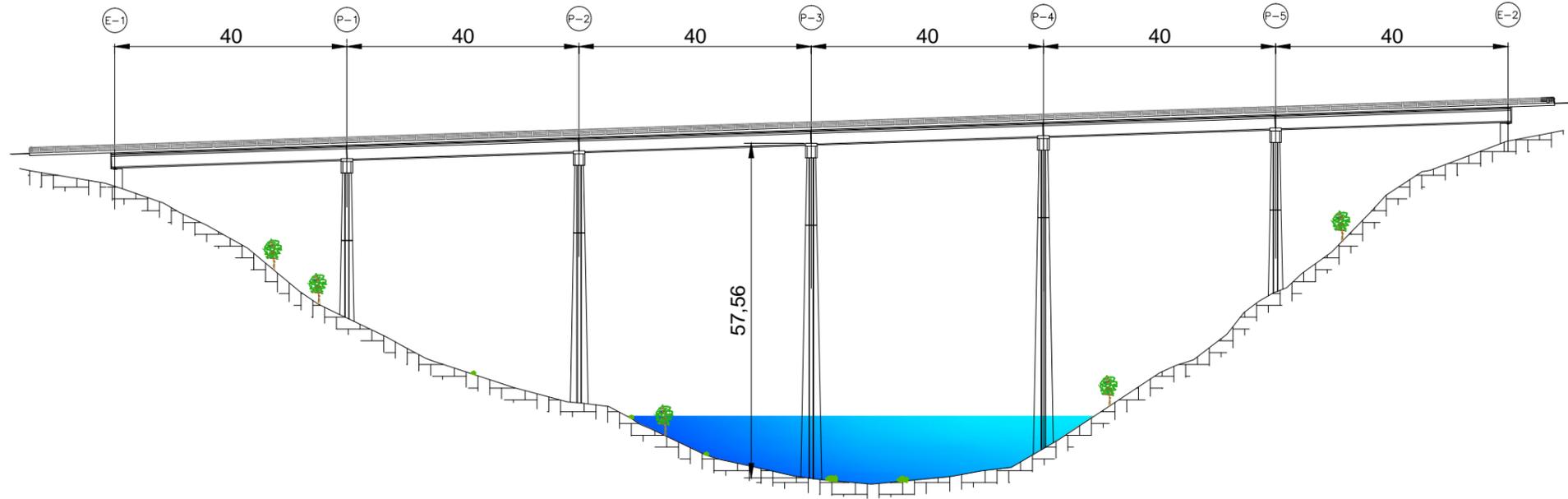
5.1.1.2.

HOJA 2 DE 2

Solución doble T: vanos de 40 y 35 m.

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

PUENTE PREFABRICADO DOBLE T

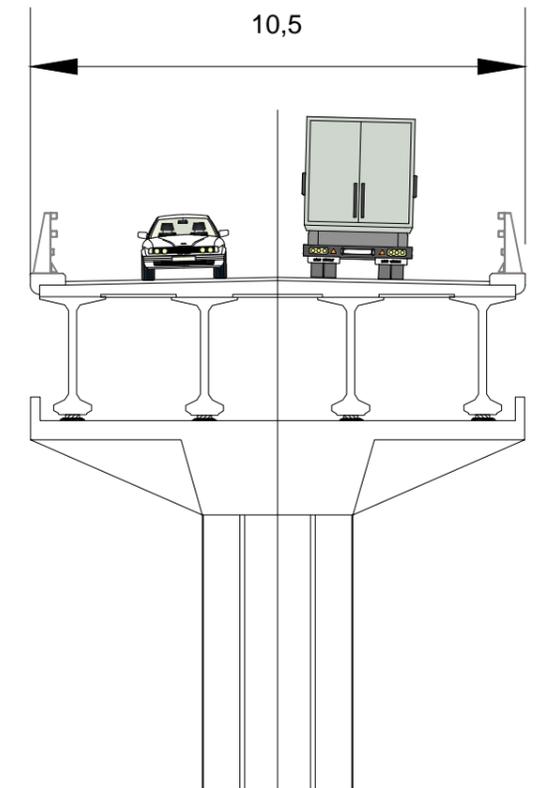
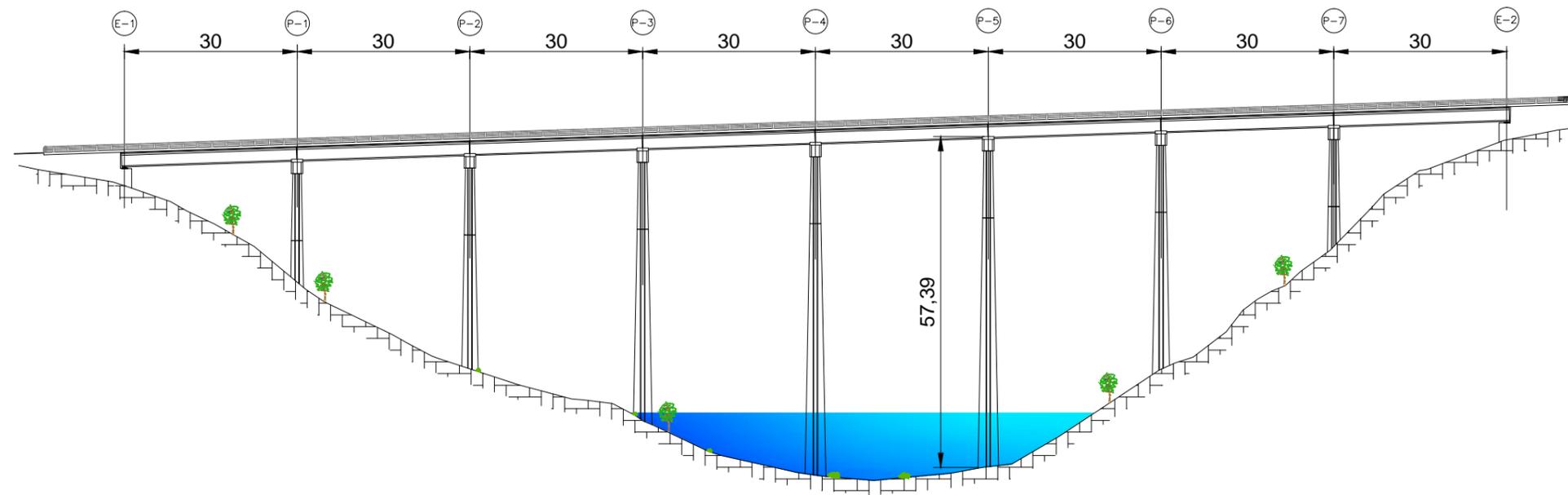
5.1.1.3.

HOJA 1 DE 2

Solución doble T: vanos de 30 m.

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

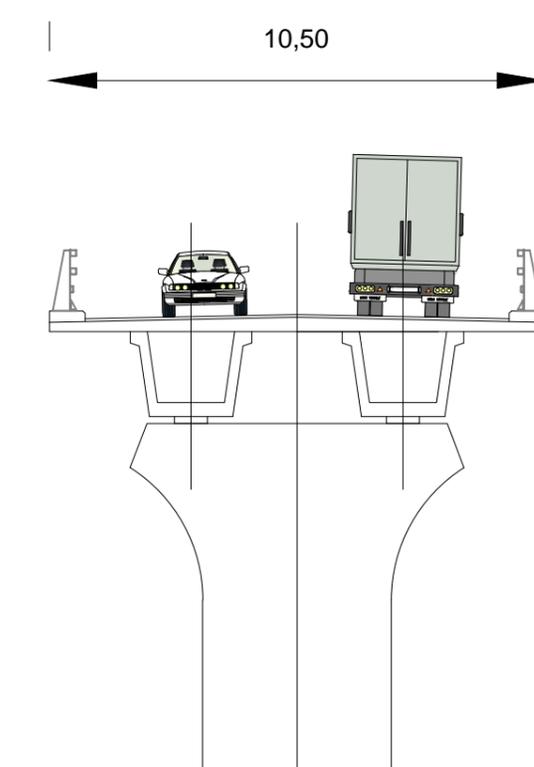
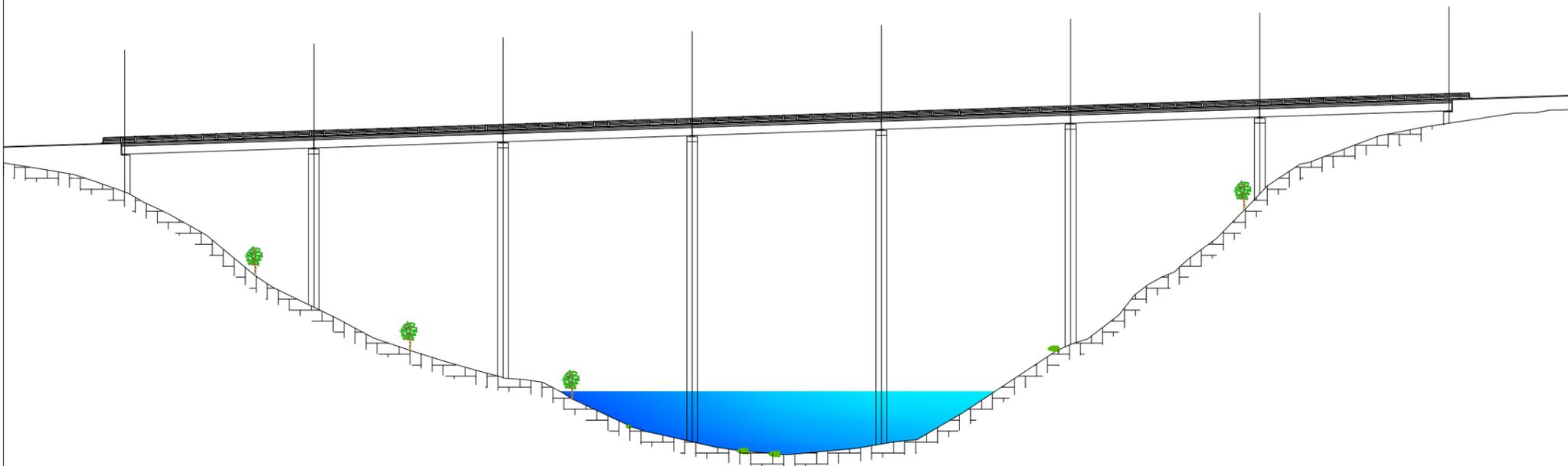
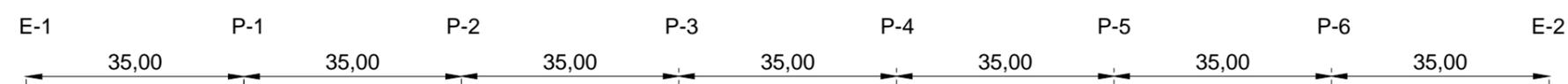
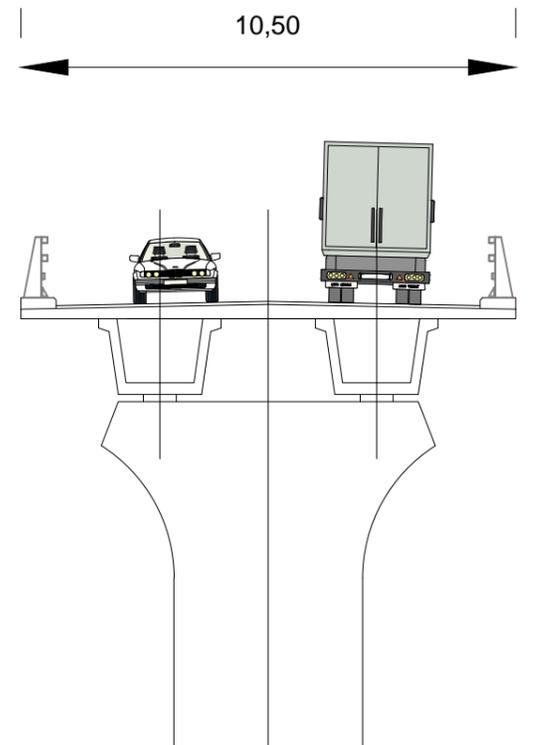
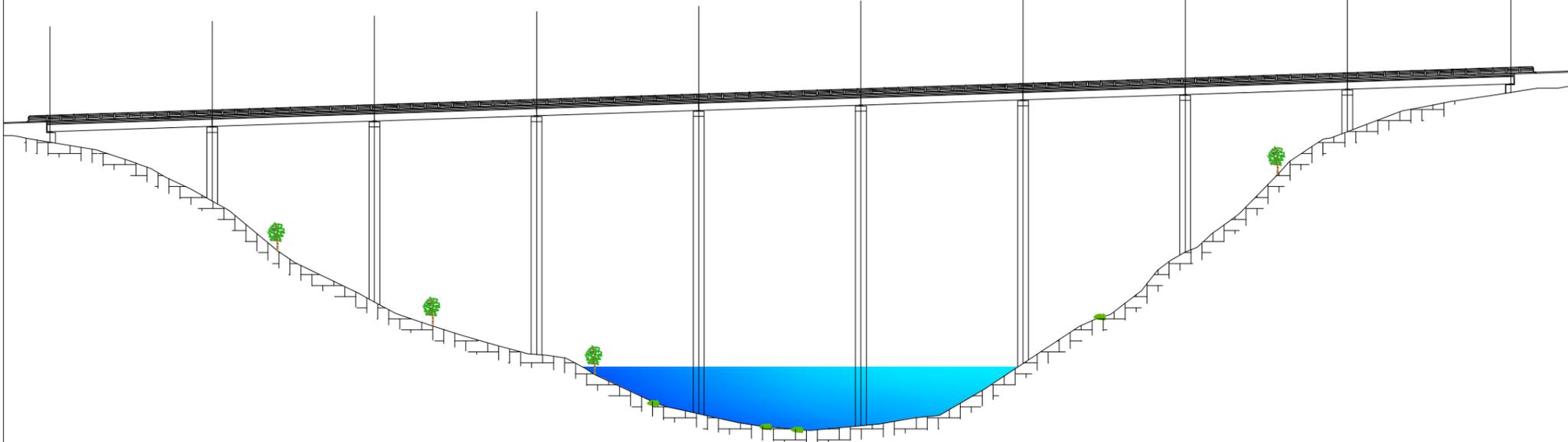
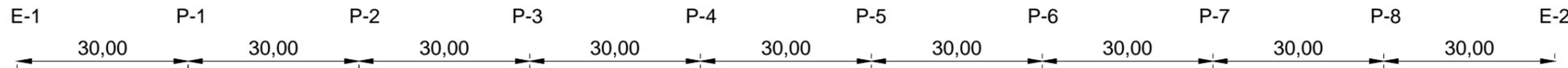
PUENTE PREFABRICADO DOBLE T

5.1.1.4.

HOJA 2 DE 2

Solución artesa prefabricada: vanos de 30 y 35 m.

Escala 1:150
Escala 1:1000



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

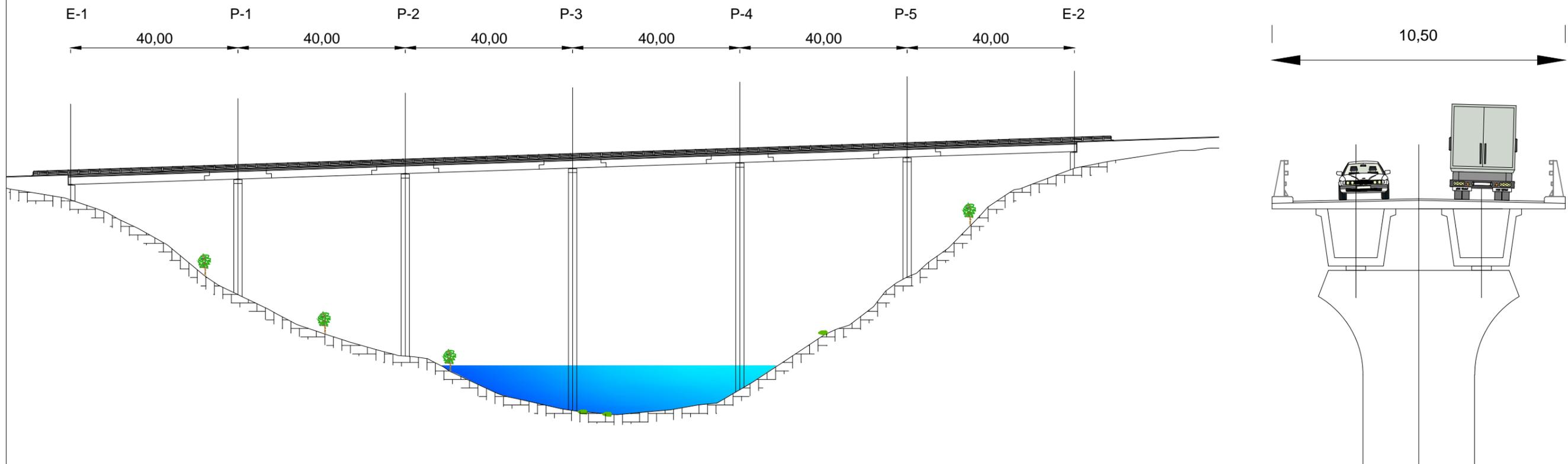
PUENTE ARTESA

5.1.1.5.
HOJA 1 DE 2

Solución artesa prefabricada: vanos de 40 m.

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

PUENTE ARTESA

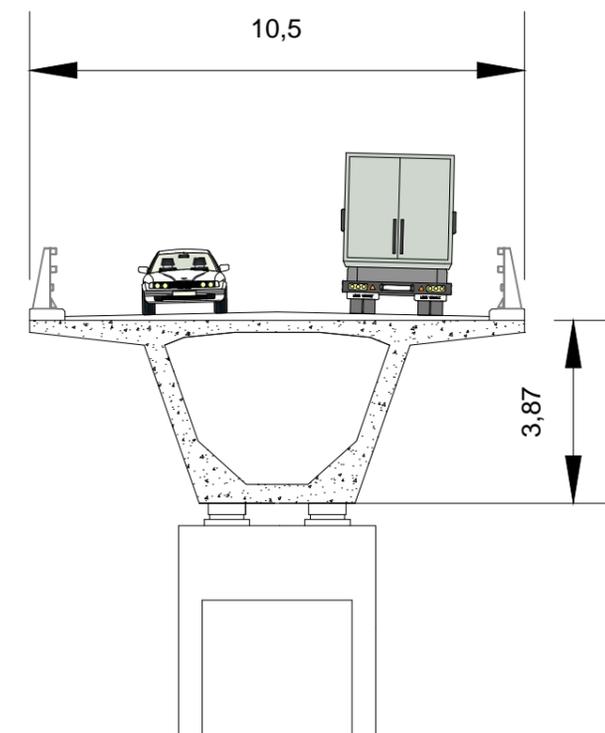
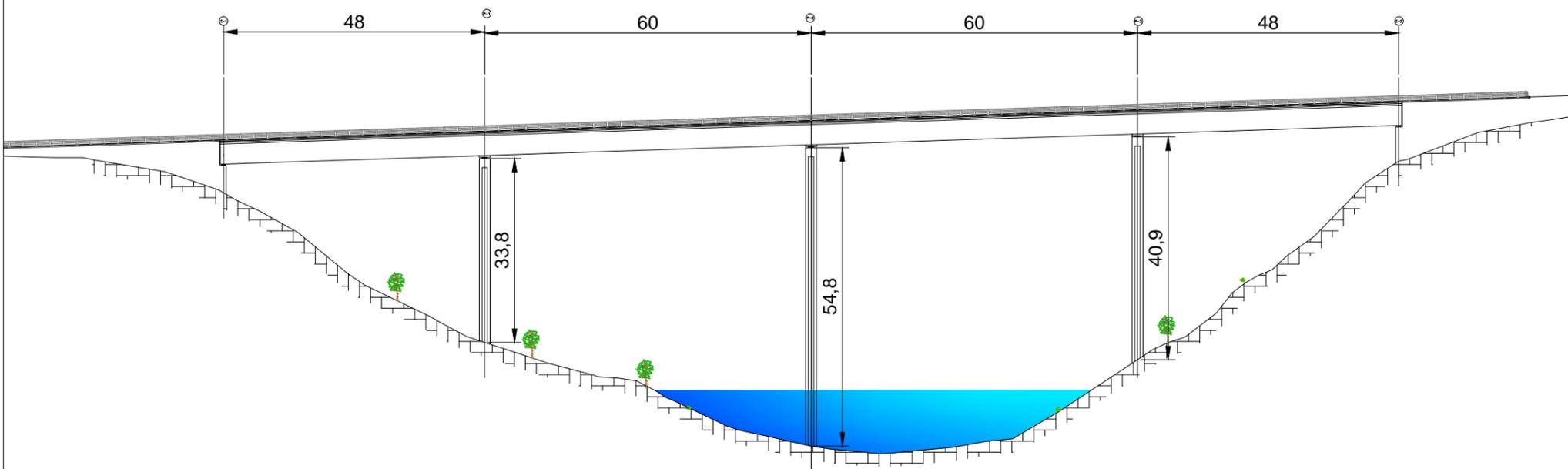
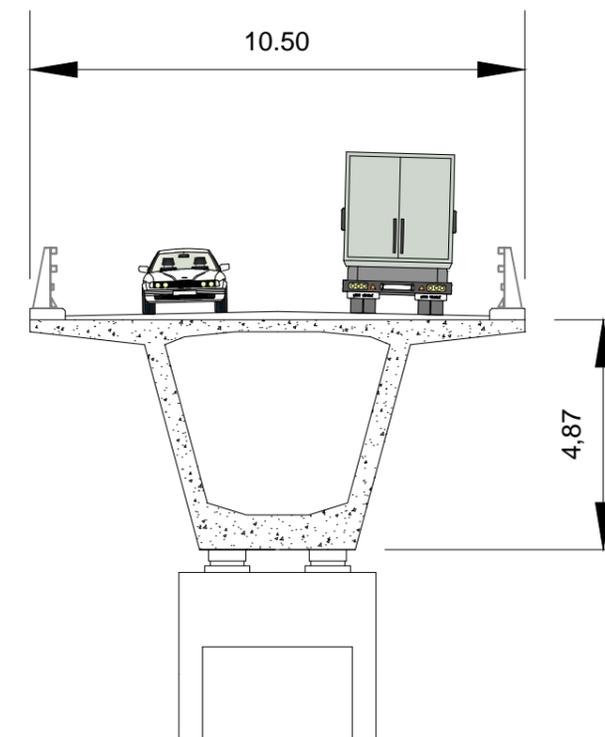
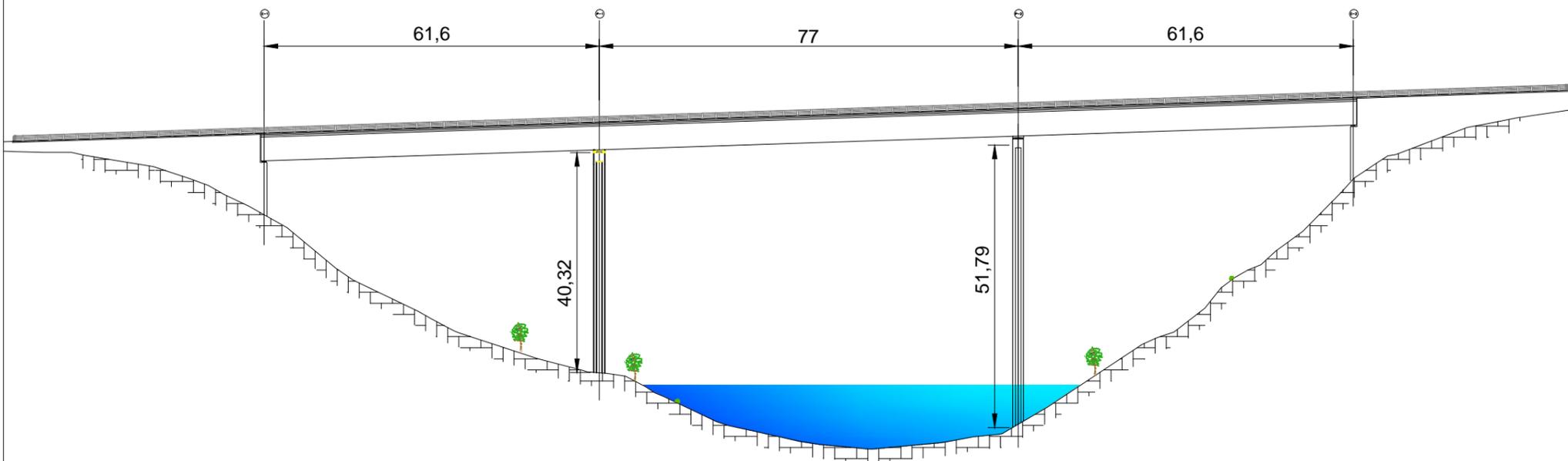
5.1.1.6.

HOJA 2 DE 2

Solución empujada: luces de 77 y 66 m.

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

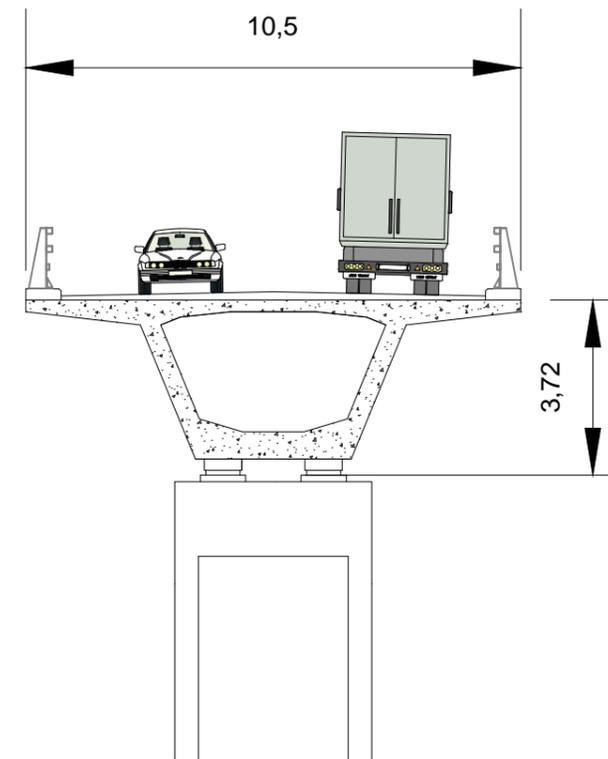
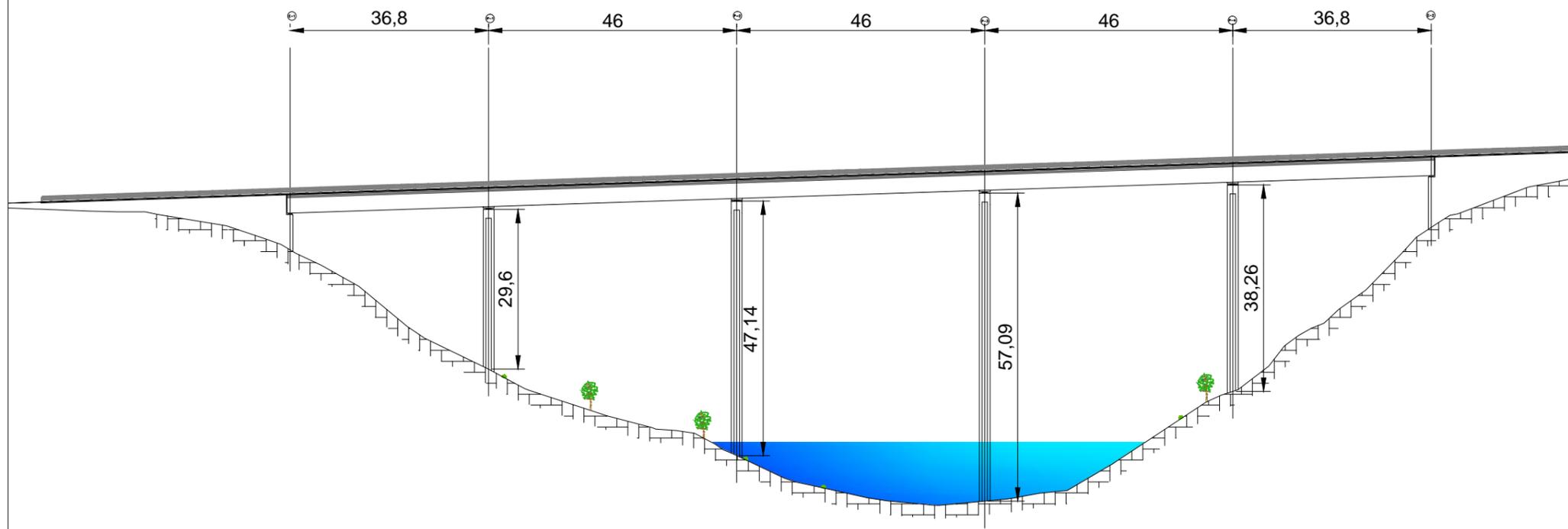
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
Varias

PUENTE EMPUJADO

5.1.1.7.
HOJA 1 DE 2

Solución empujada: luz de 46 m.
 Escala 1:1000
 Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
 DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

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

ESCALA:
 Varias

PUENTE EMPUJADO

5.1.1.8.

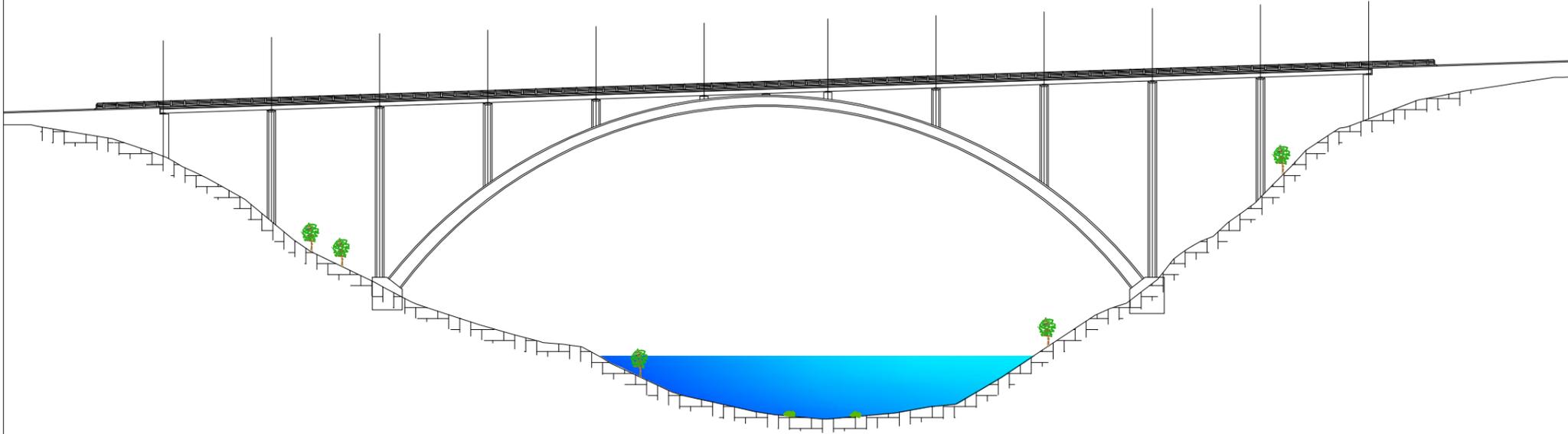
HOJA 2 DE 2

Solución arco: luces de 20 y 23 m.

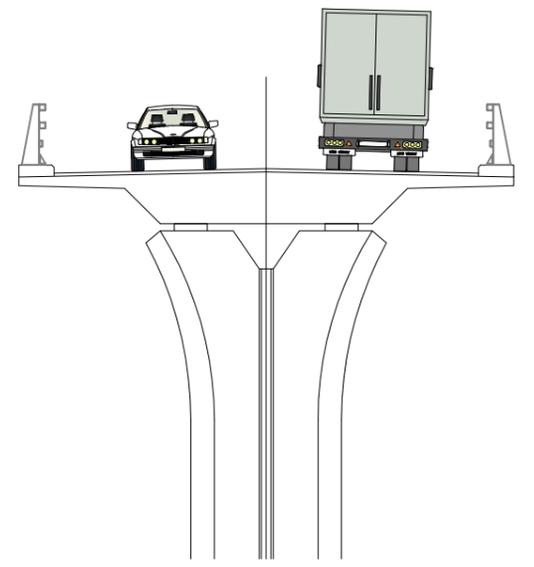
Escala 1:1000

Escala 1:150

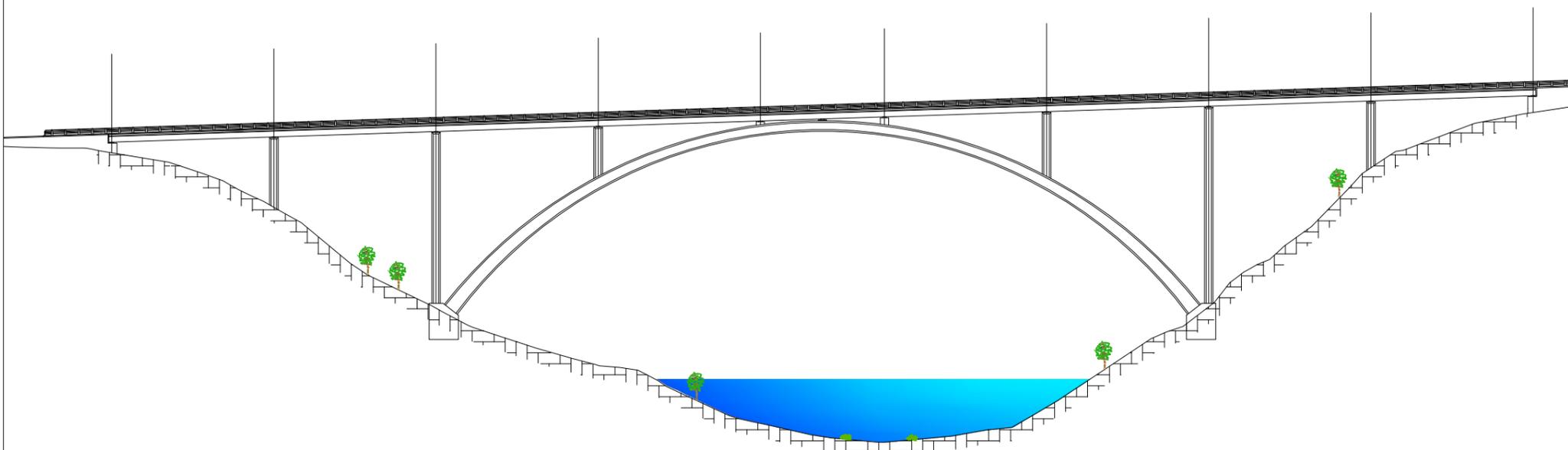
E-1 20,00 P-1 20,00 P-2 20,00 P-3 20,00 P-4 20,00 P-5 23,00 P-6 20,00 P-7 20,00 P-8 20,00 P-9 20,00 P-10 20,00 E-2



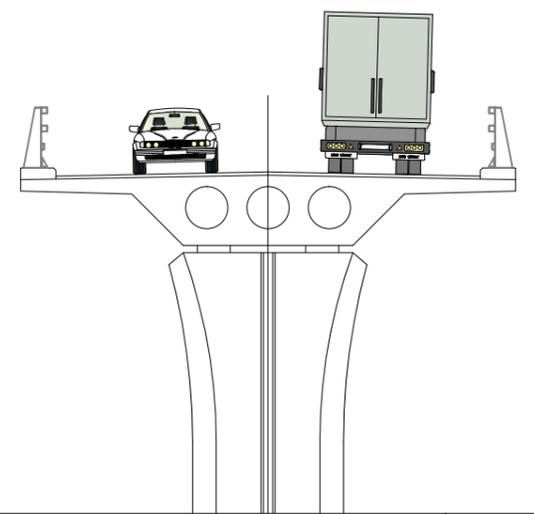
10,50



E-1 30,00 P-1 30,00 P-2 30,00 P-3 30,00 P-4 23,00 P-5 30,00 P-6 30,00 P-7 30,00 P-8 30,00 E-2



10,50



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO

JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA

JUNIO 2016

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

ESCALA:

Varias

PUENTE ARCO

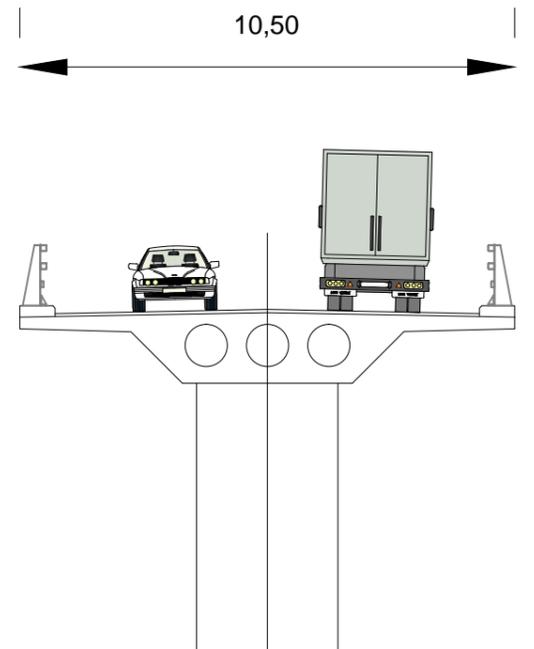
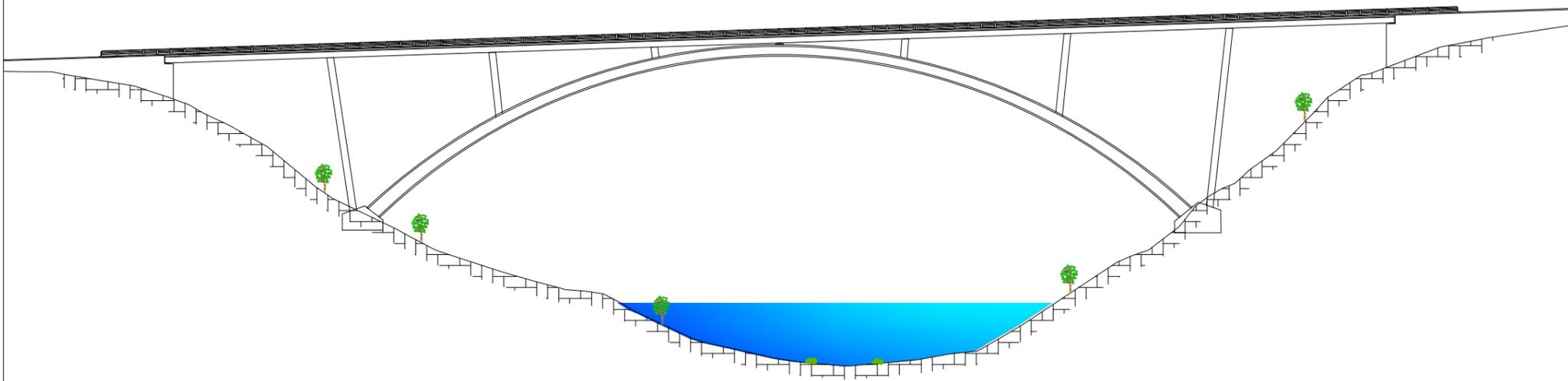
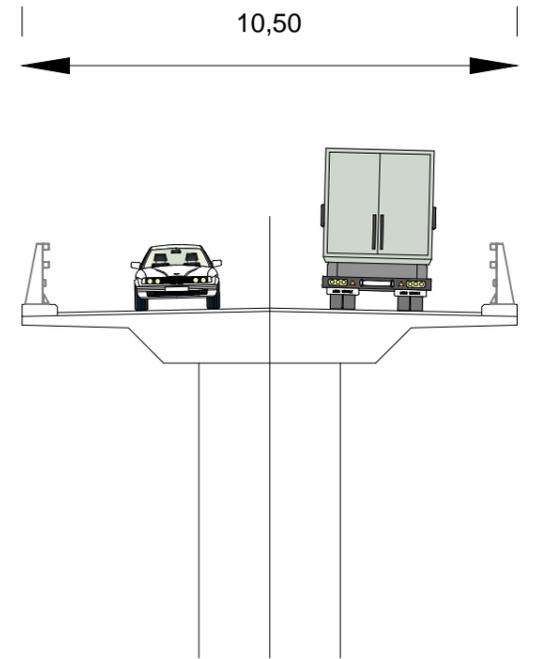
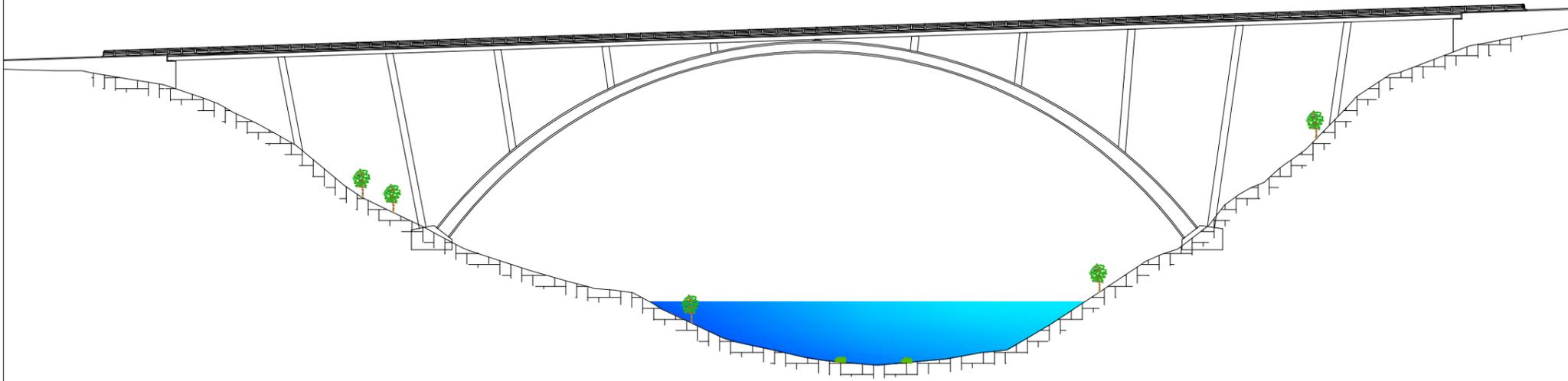
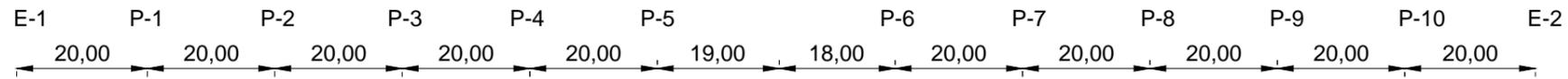
5.1.1.9.

HOJA 1 DE 2

Solución arco: luces de 20 y 30 m.

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

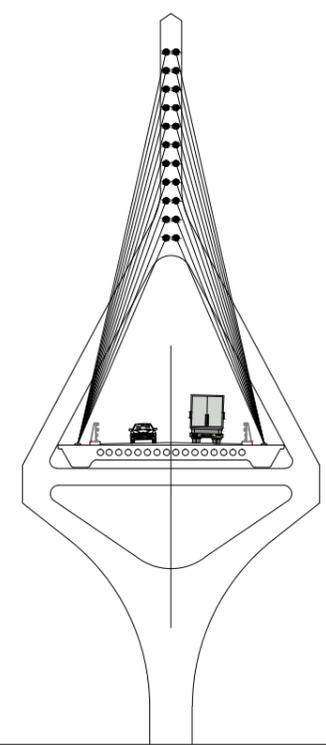
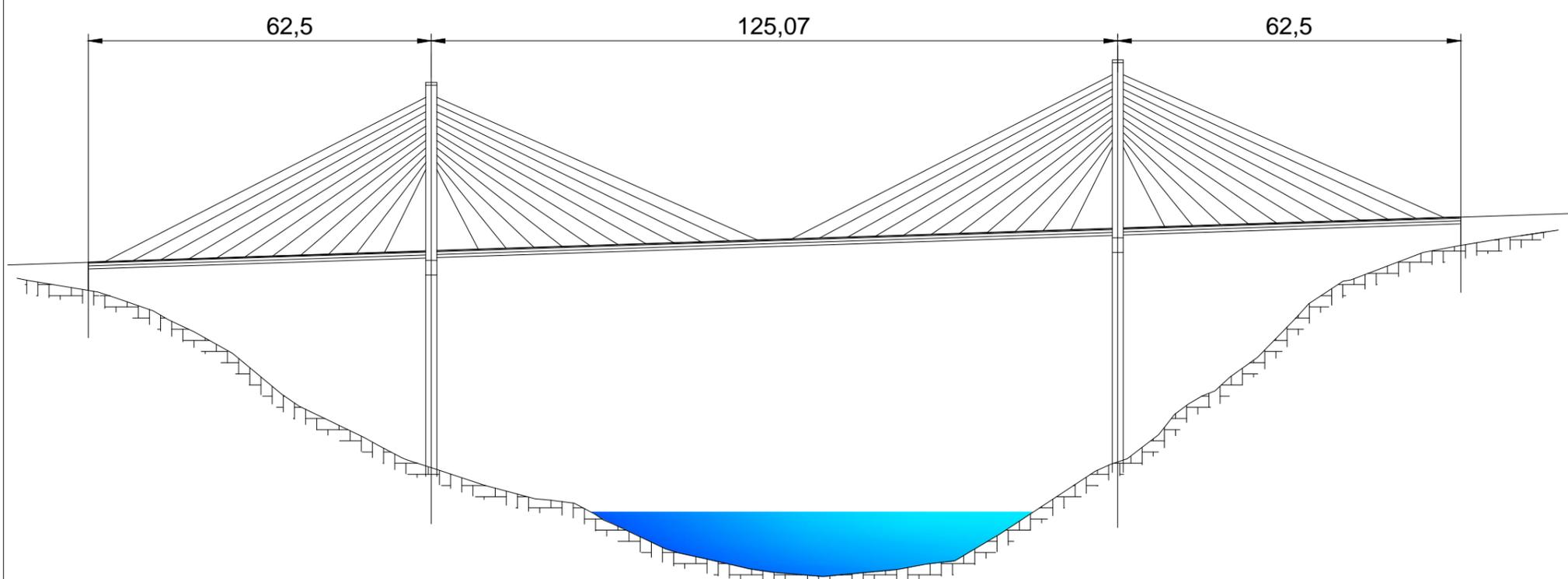
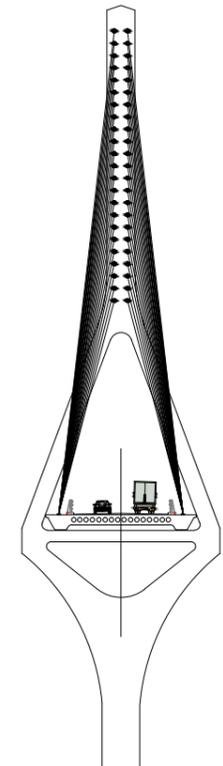
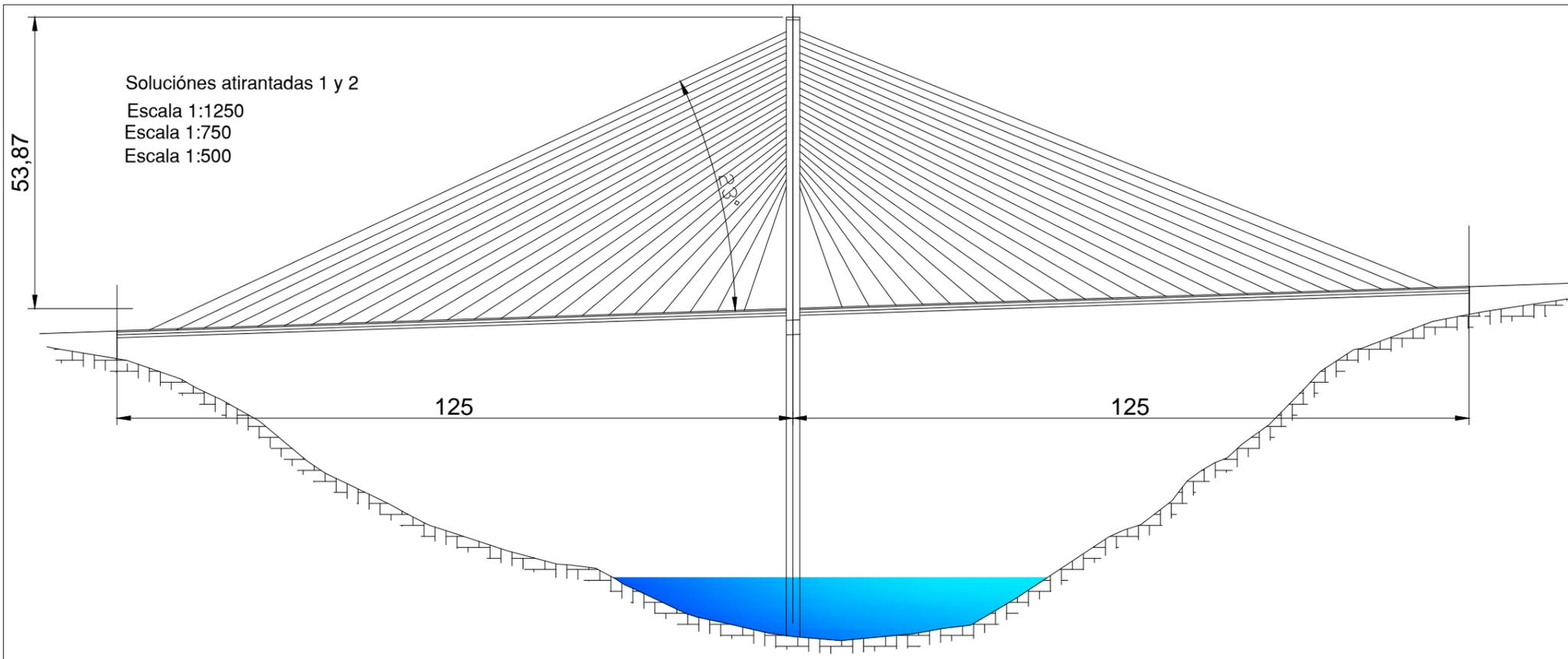
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
Varias

PUENTE ARCO

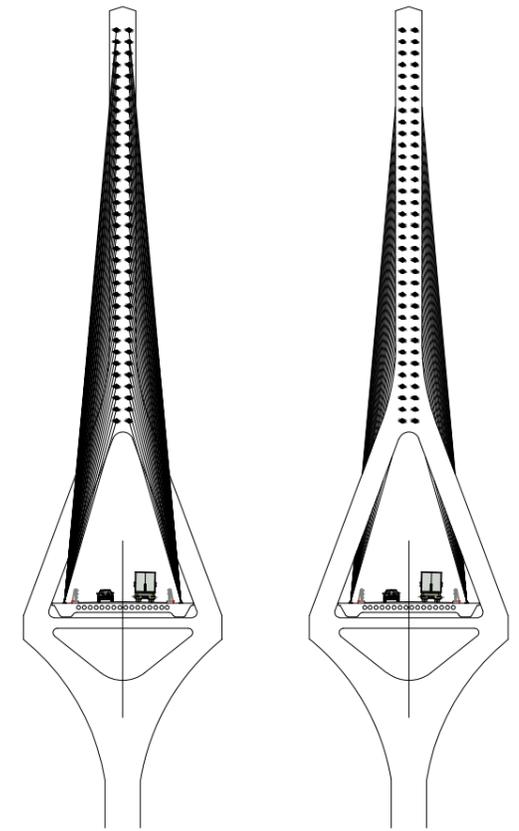
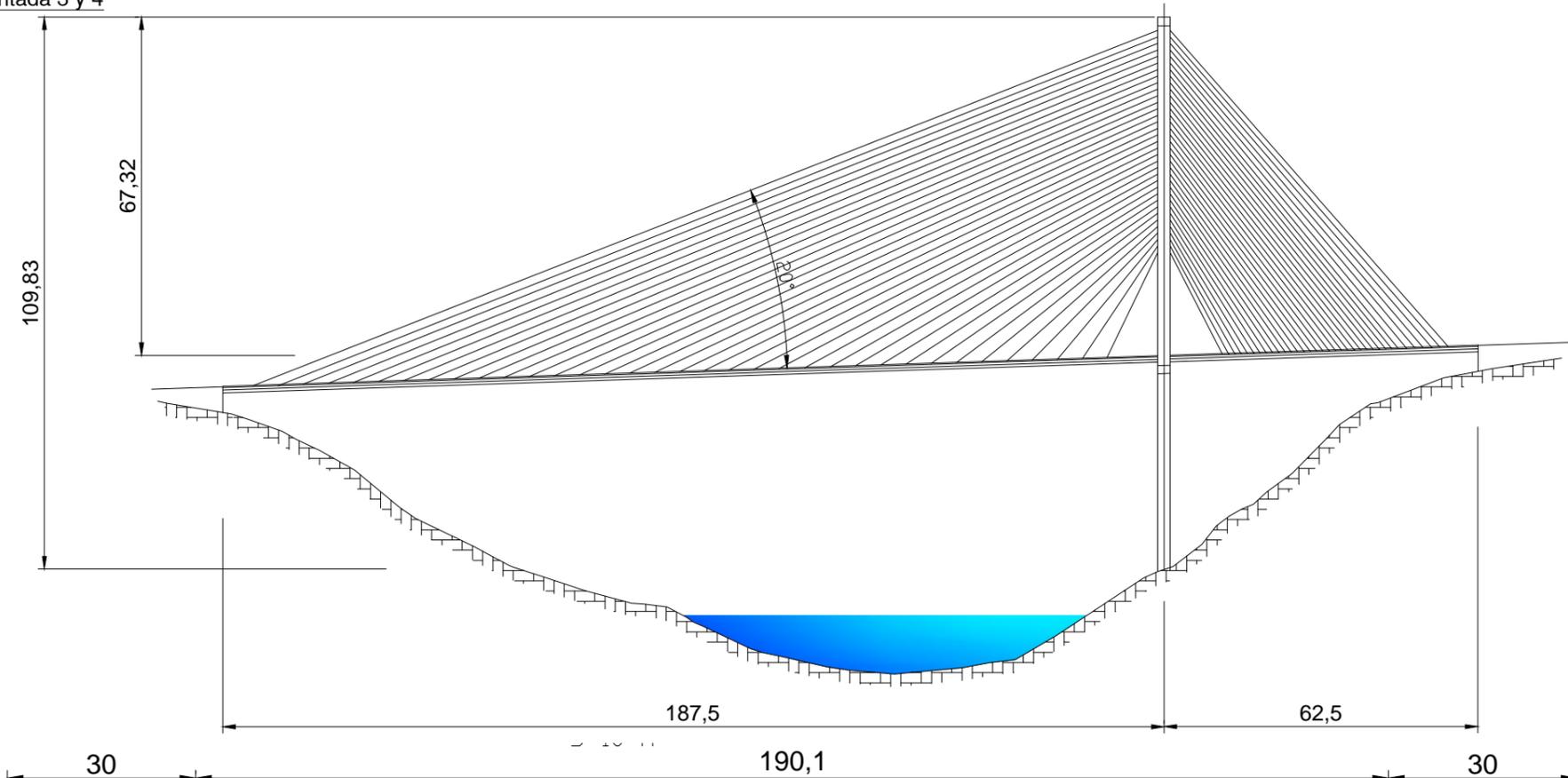
5.1.1.10.

HOJA 2 DE 2

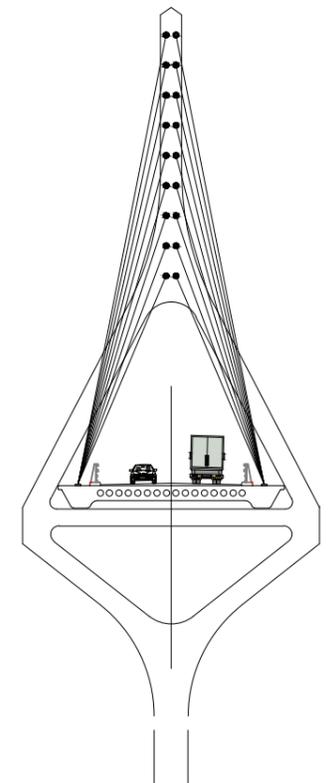
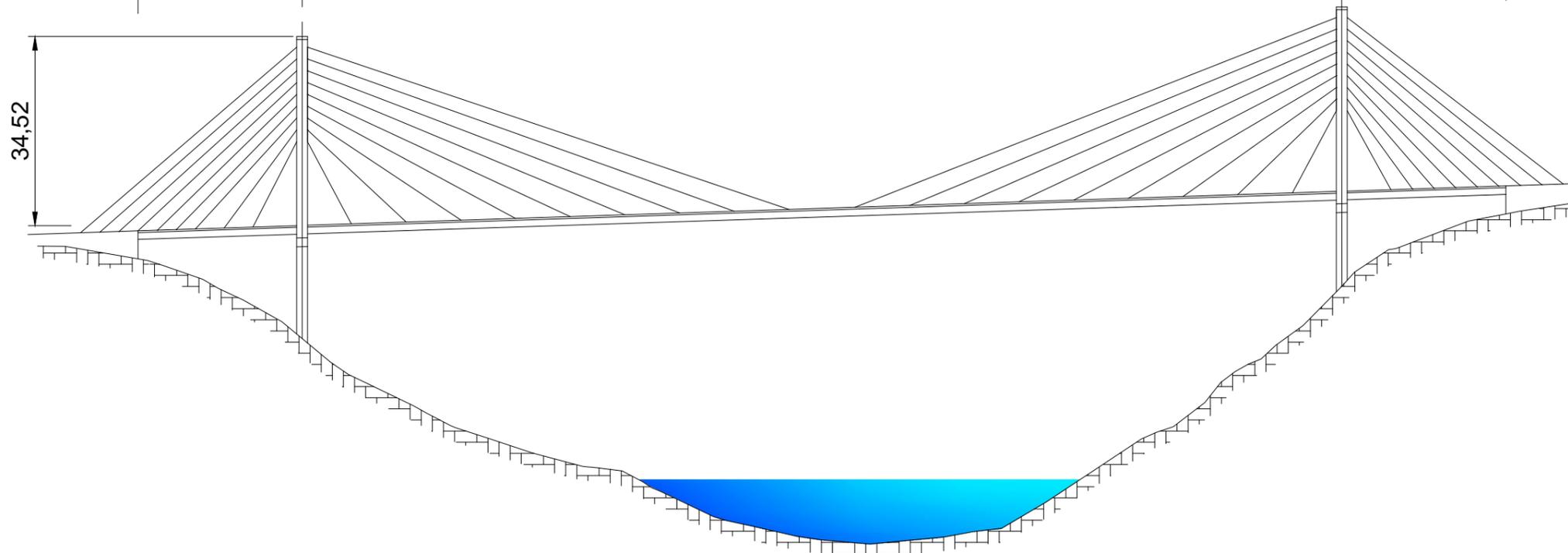


Soluciones atirantada 3 y 4

Escala 1:1250
Escala 1:800
Escala 1:500



Solución atirantada 4



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

PUENTE ATIRANTADO

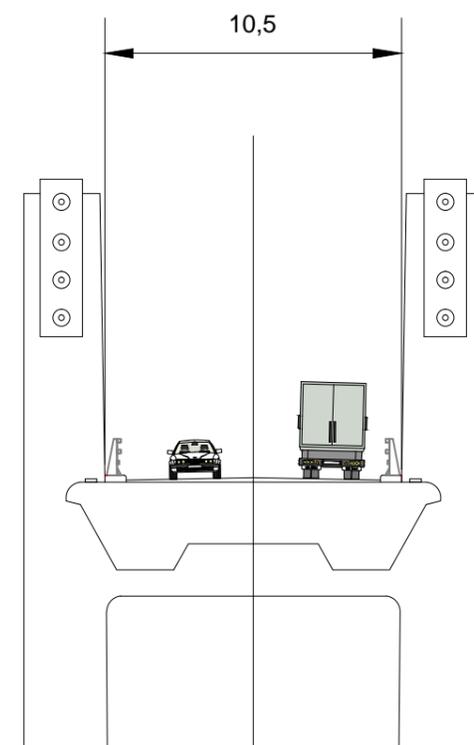
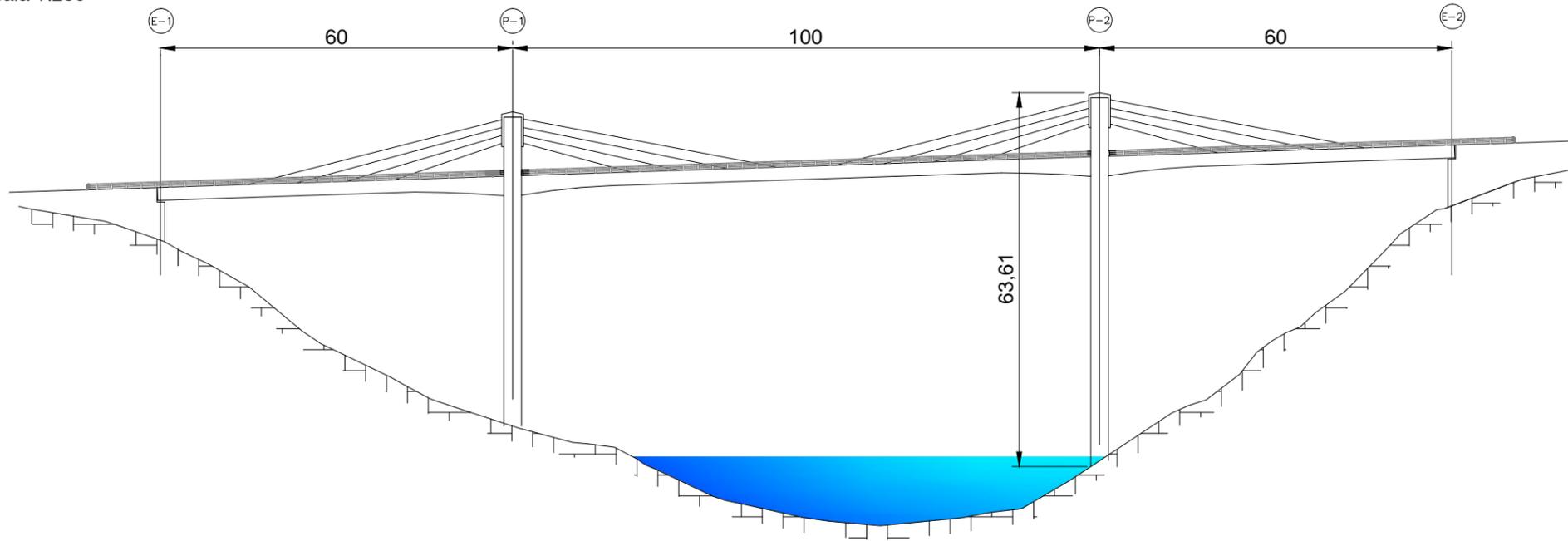
5.1.1.12.

HOJA 2 DE 2

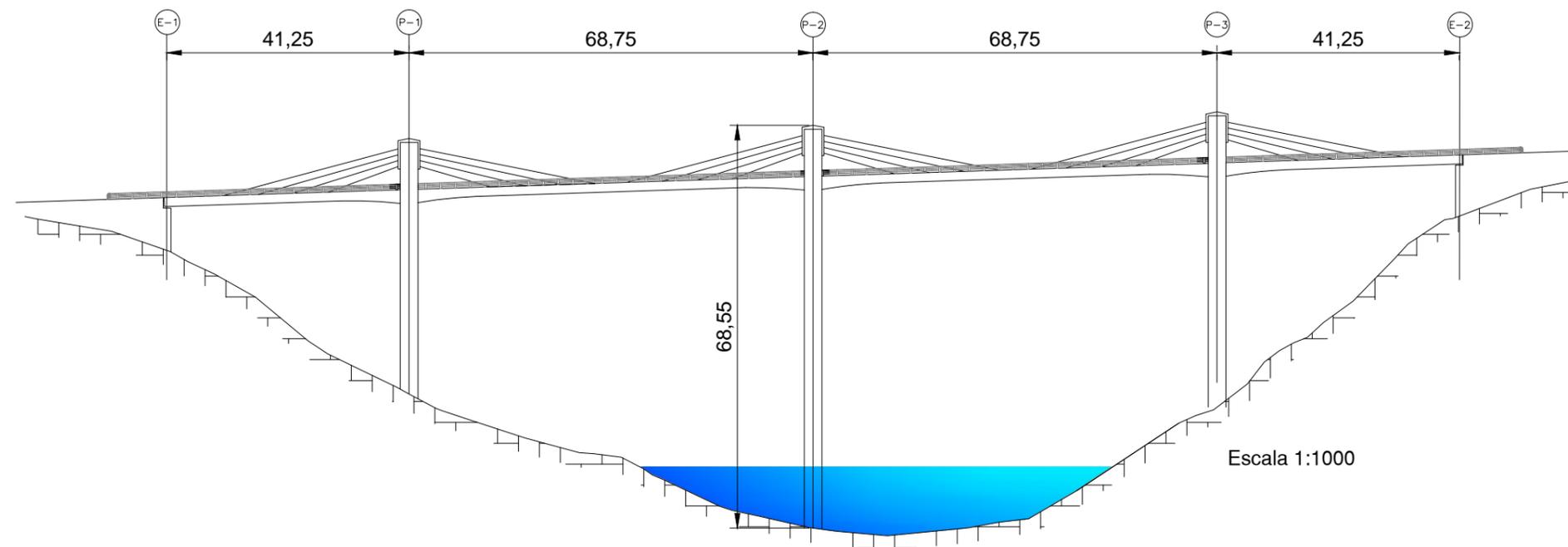
Solución extradosadas 1 y 2

Escala 1:1000

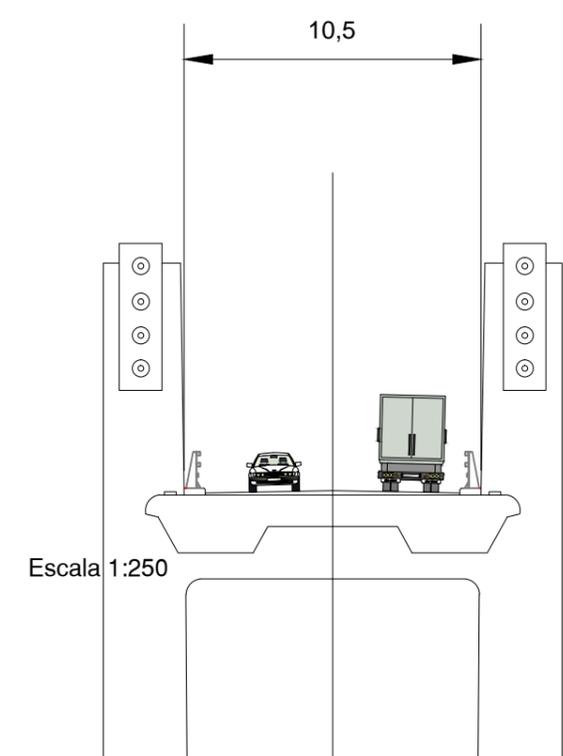
Escala 1:250



Solución atirantada 2



Escala 1:1000



Escala 1:250



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

PUENTE EXTRADOSADO

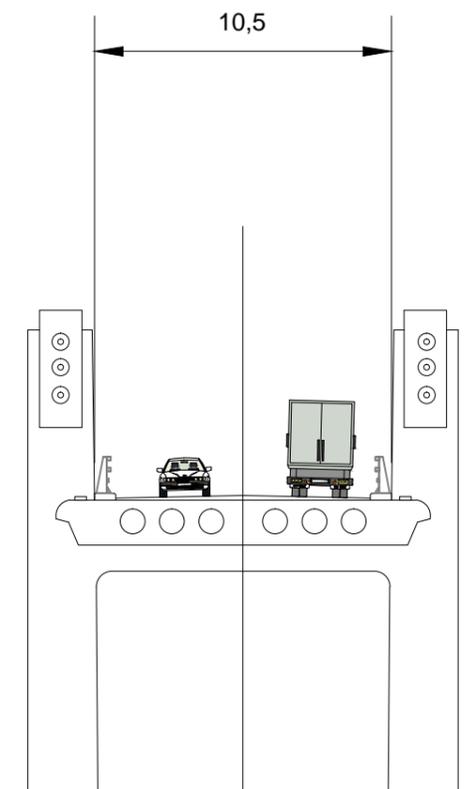
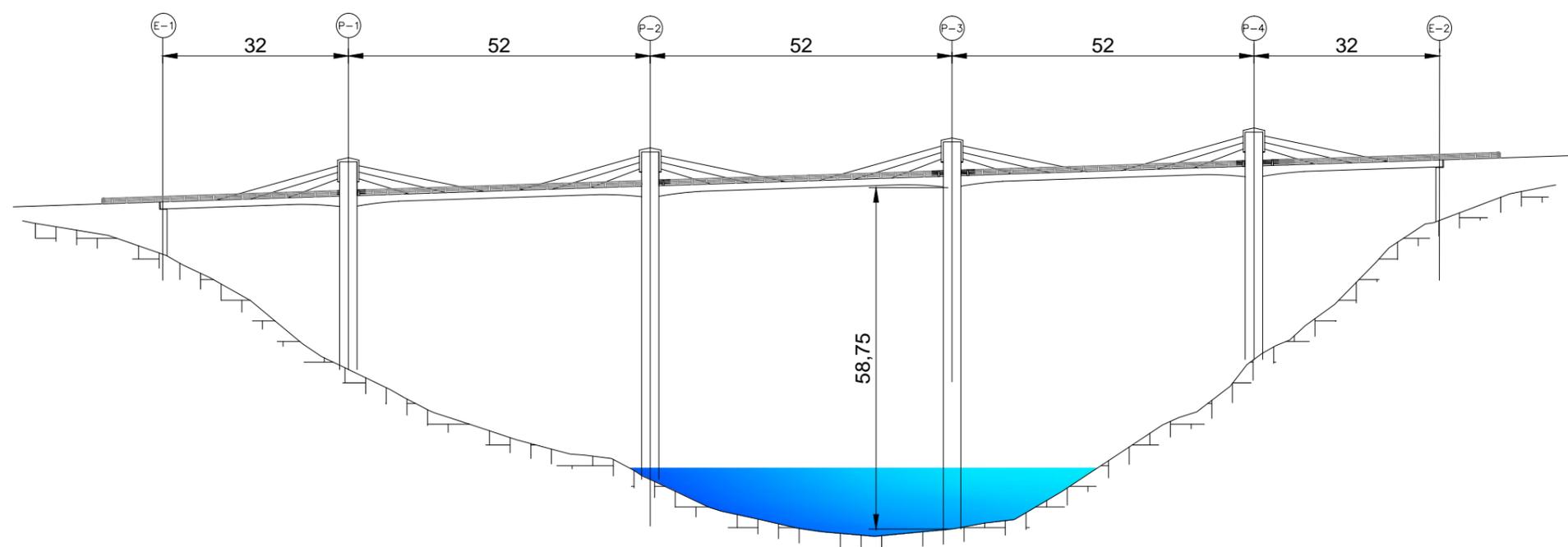
5.1.1.13.

HOJA 1 DE 2

Solución extradosada 3

Escala 1:1000

Escala 1:250



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

PUENTE EXTRADOSADO

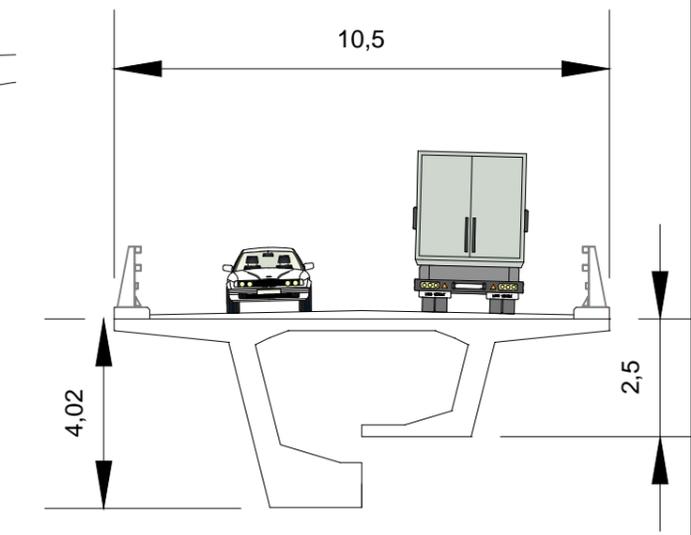
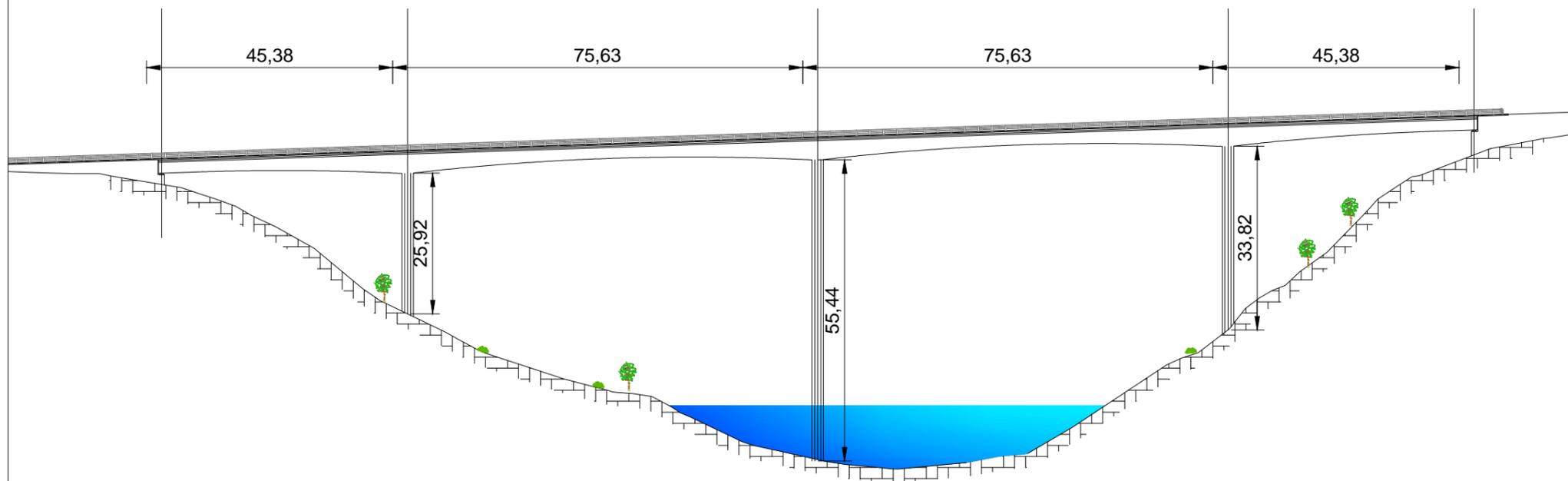
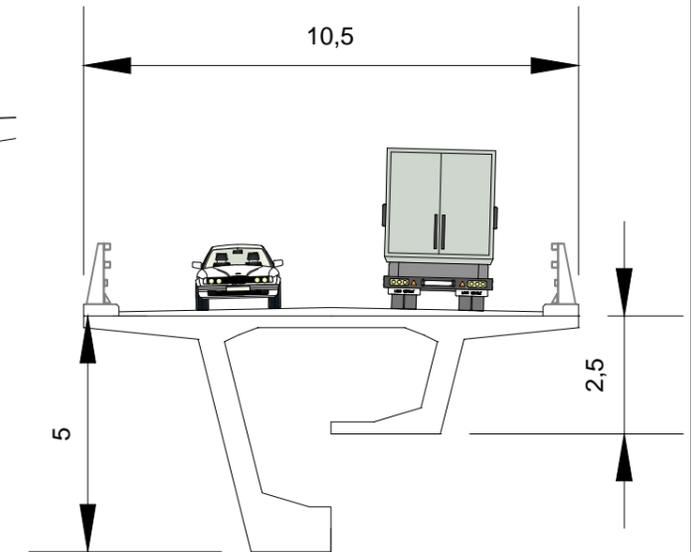
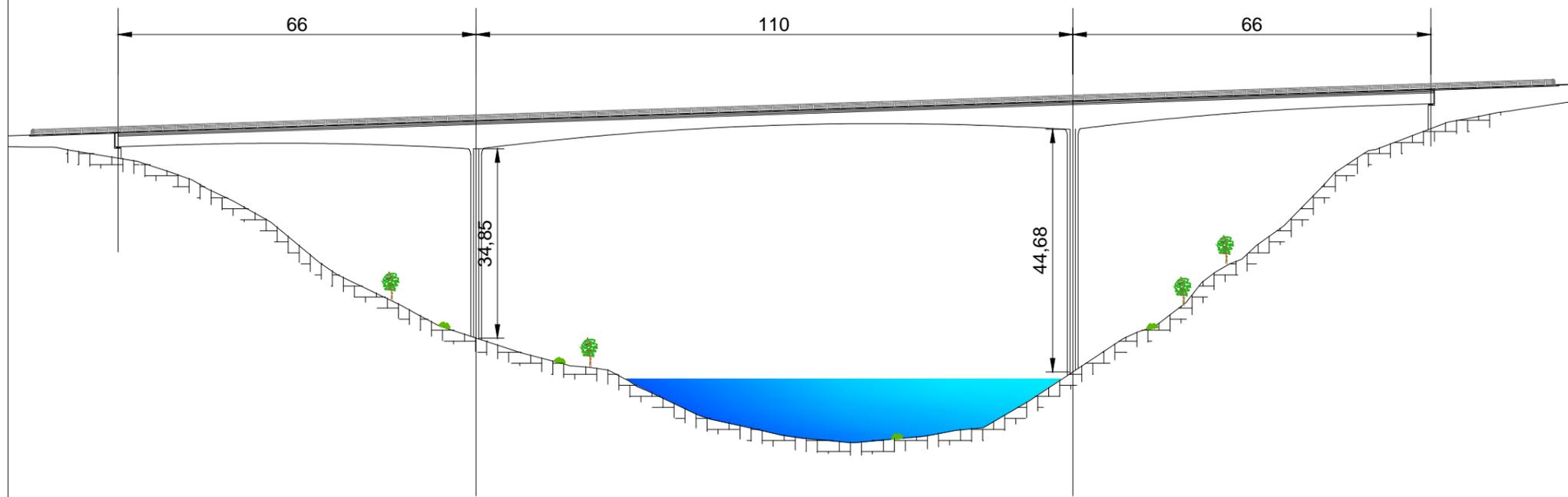
5.1.1.14.

HOJA 2 DE 2

Solución por voladizos sucesivos. luces 110 y 75.63 metros

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO

JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA

JUNIO 2016

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

ESCALA:

Varias

PUENTE MEDIANTE VOLADIZOS SUCESIVOS.

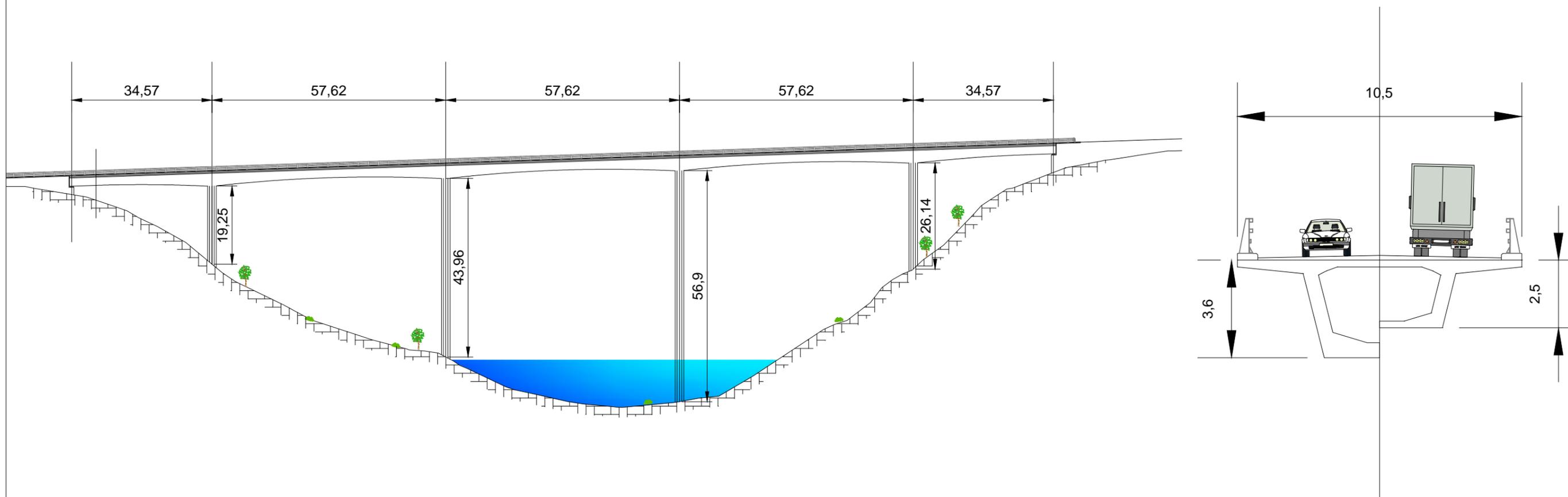
5.1.1.15.

HOJA 1 DE 2

Solución por voladizos sucesivos. luces 57.62 metros

Escala 1:1000

Escala 1:150



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

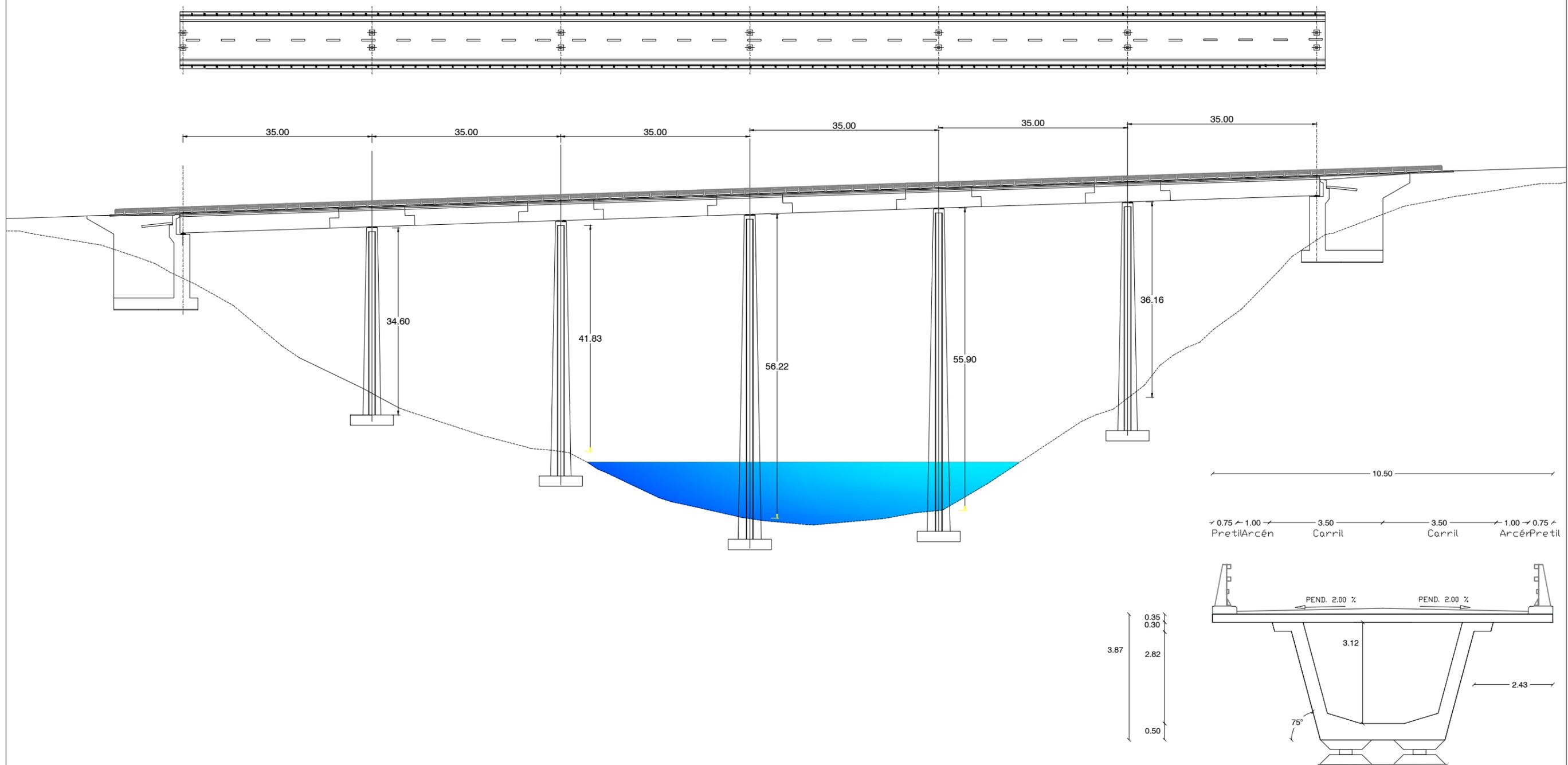
PUENTE MEDIANTE VOLADIZOS SUCESIVOS

5.1.1.16.

HOJA 2 DE 2

Alzado y planta solución con viga cajón

Escalas 1:750 y 1:125



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

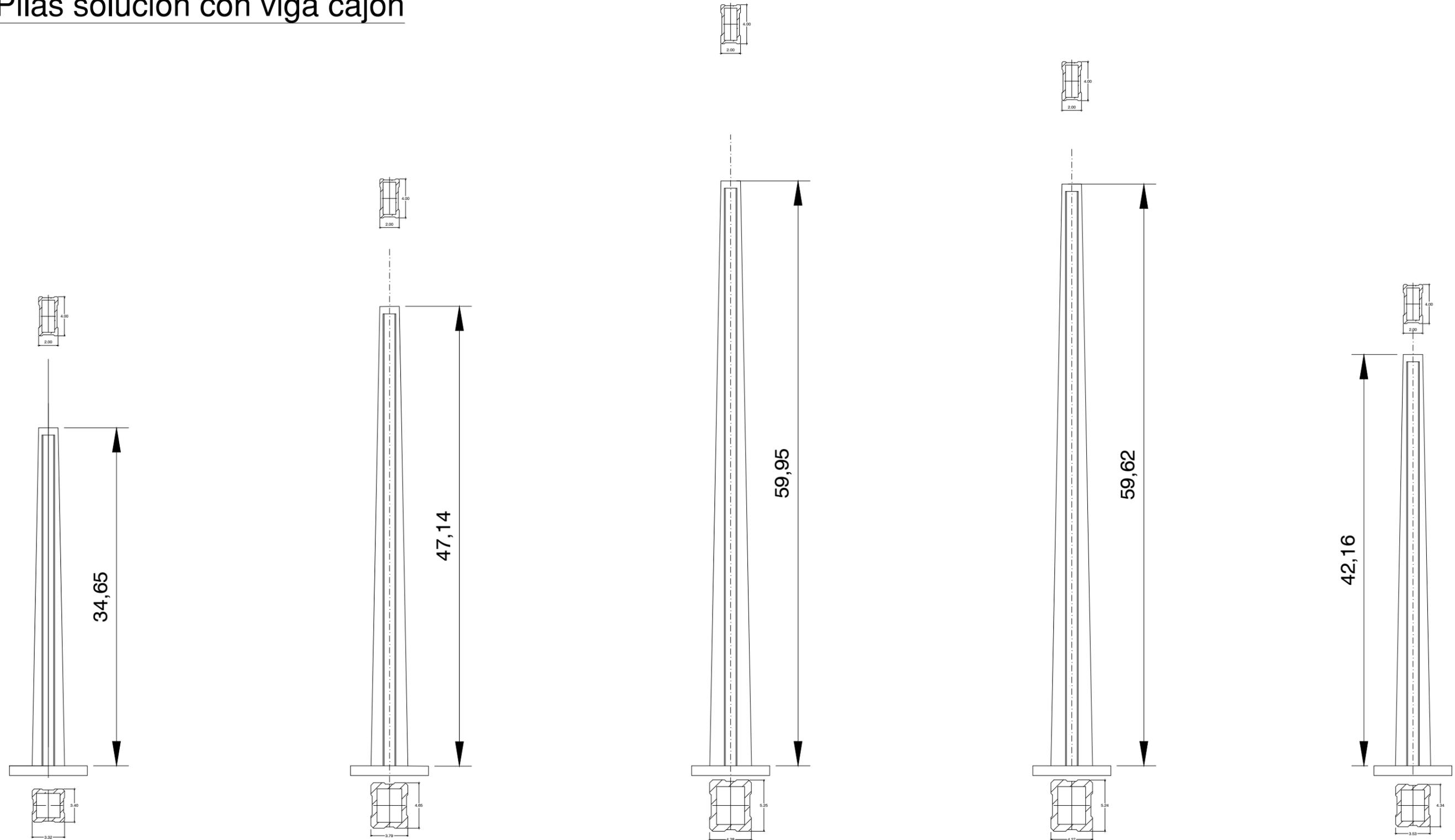
ESCALA:
Varias

PUENTE CAJÓN PREFABRICADO (ALZADO Y SECCIÓN)

5.1.2.1.1

HOJA 1 DE 3

Pilas solución con viga cajón



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

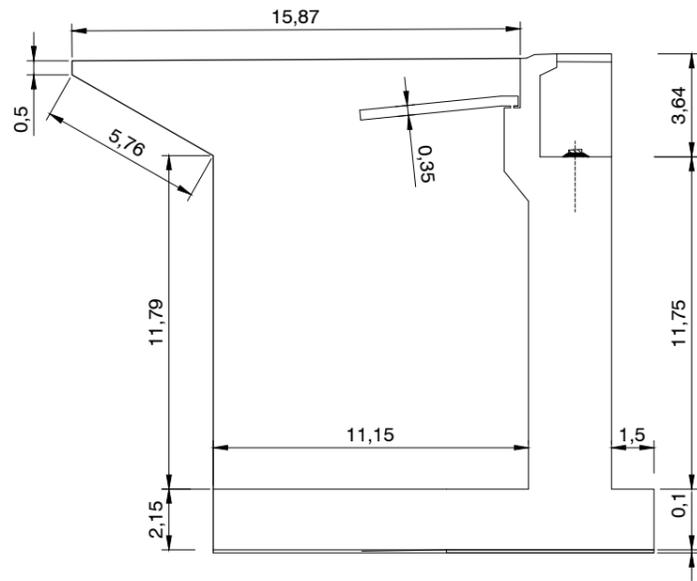
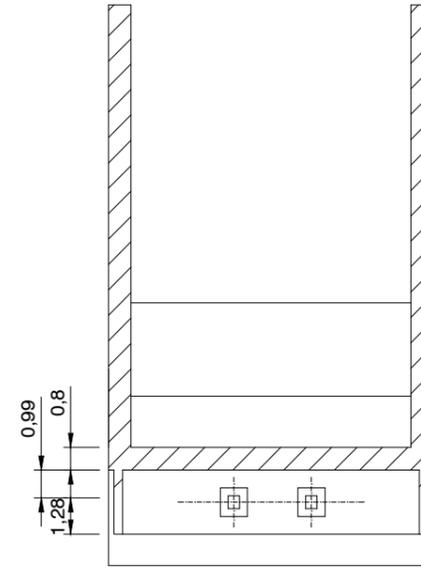
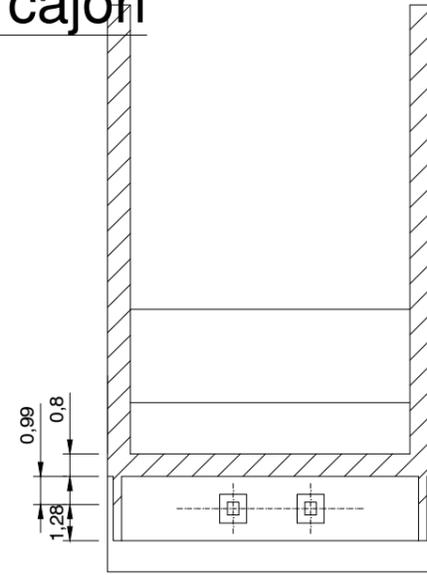
ESCALA:
1:400

PUENTE CAJÓN PREFABRICADO (PILAS)

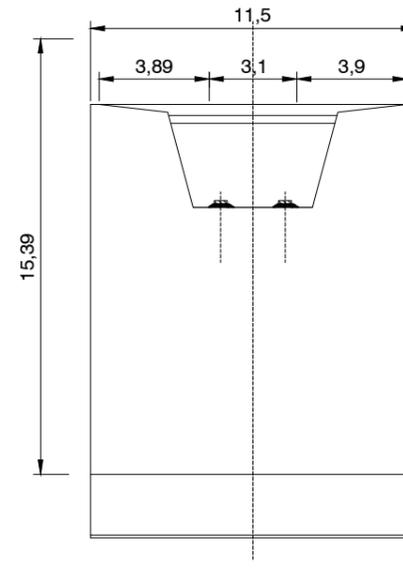
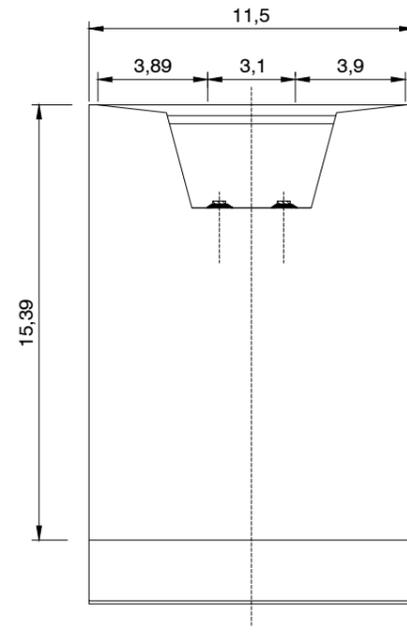
5.1.2.1.2.

HOJA 2 DE 3

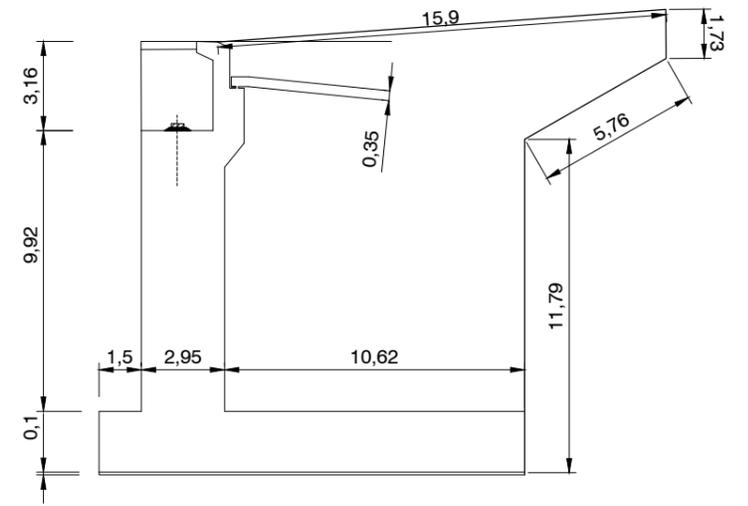
Detalle de estribos, solución cajón



Estribo 1

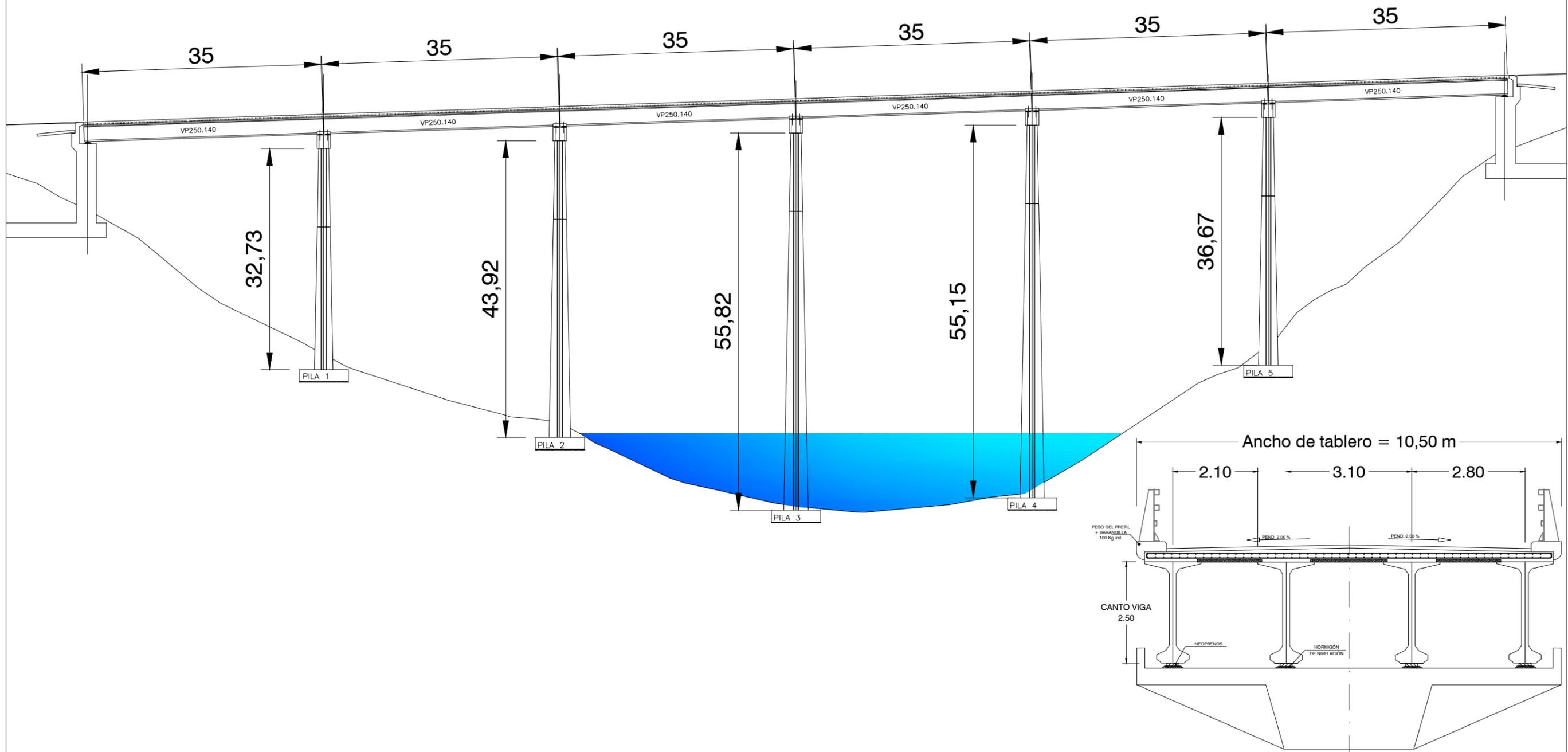
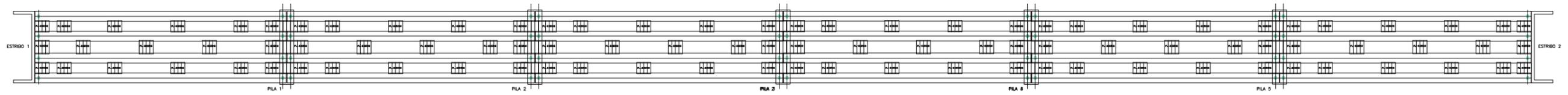


Estribo 2



Alzado y planta solución con doble T

Escalas 1:600 y 1:100



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

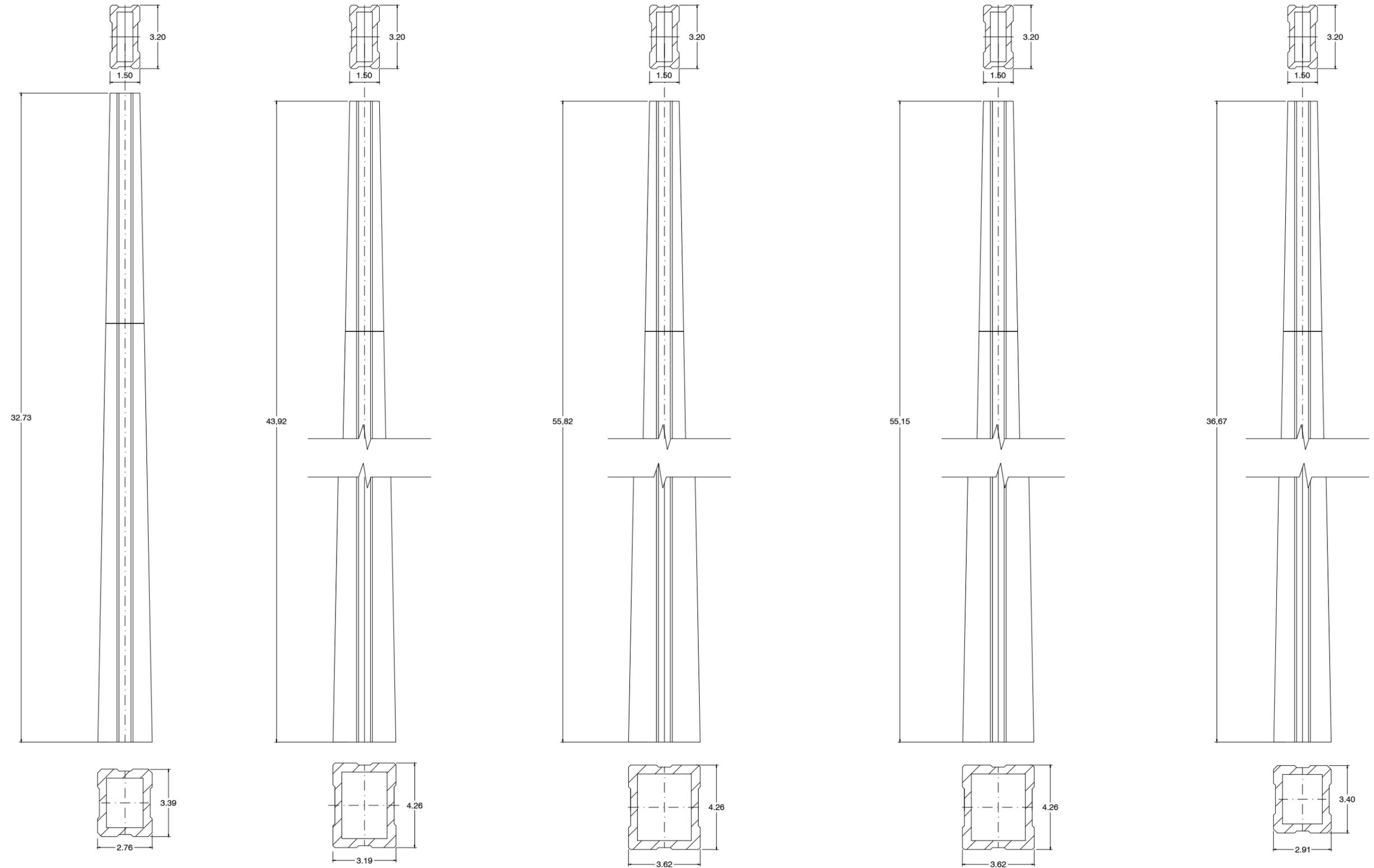
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
Varias

PUENTE PREFABRICADO DOBLE T (ALZADO Y SECCIÓN)

5.1.2.2.1.
HOJA 1 DE 4

Pilas solución con vigas doble T



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

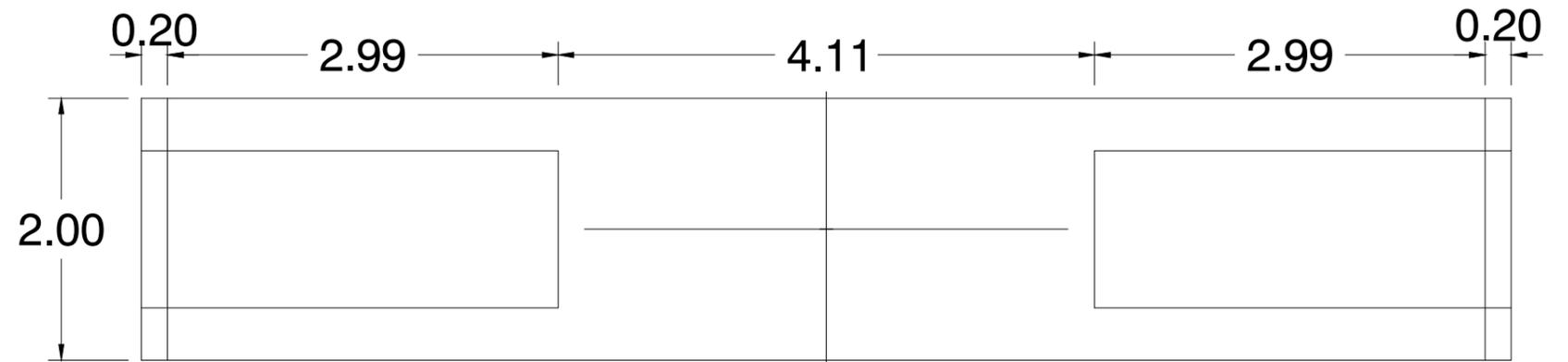
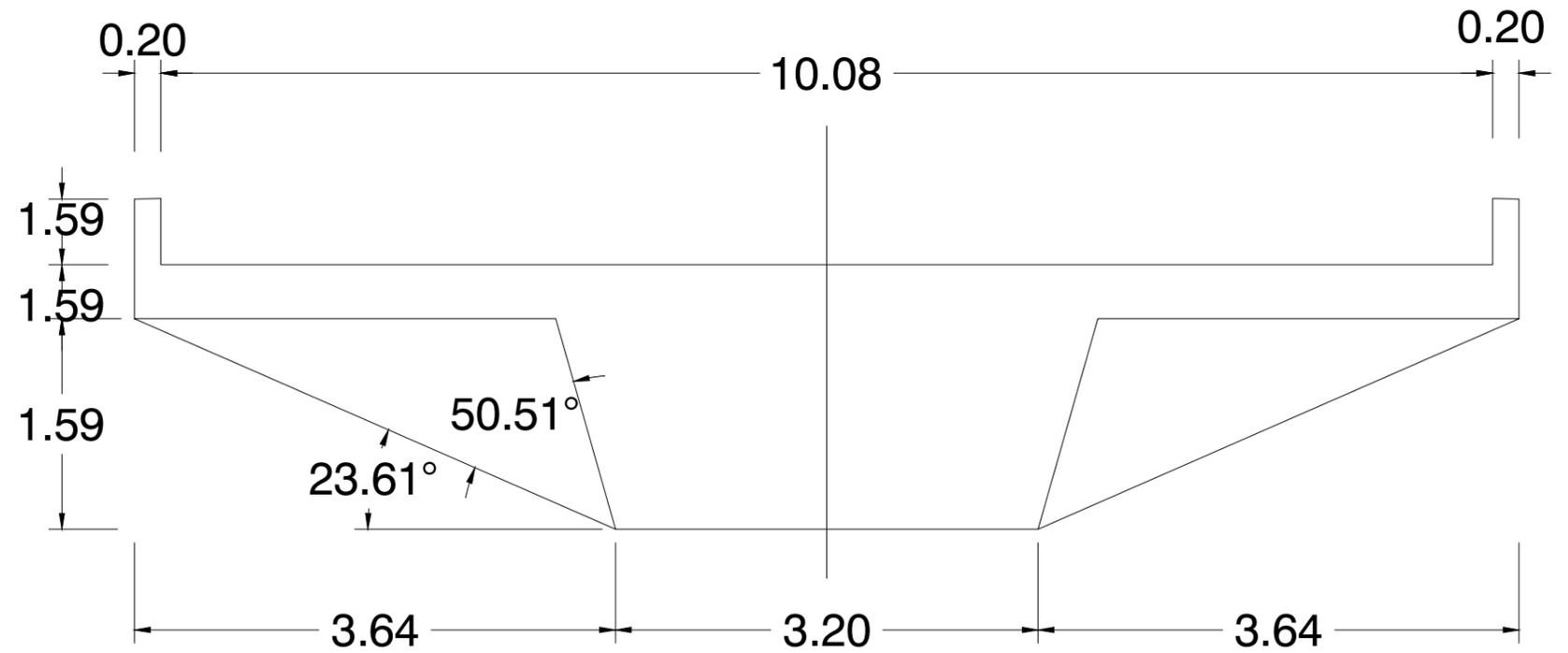
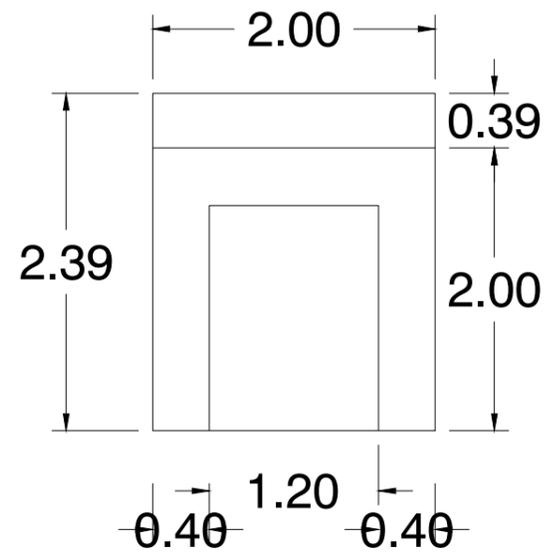
ESCALA:
1:200

PUENTE PREFABRICADO DOBLE T (PILAS)

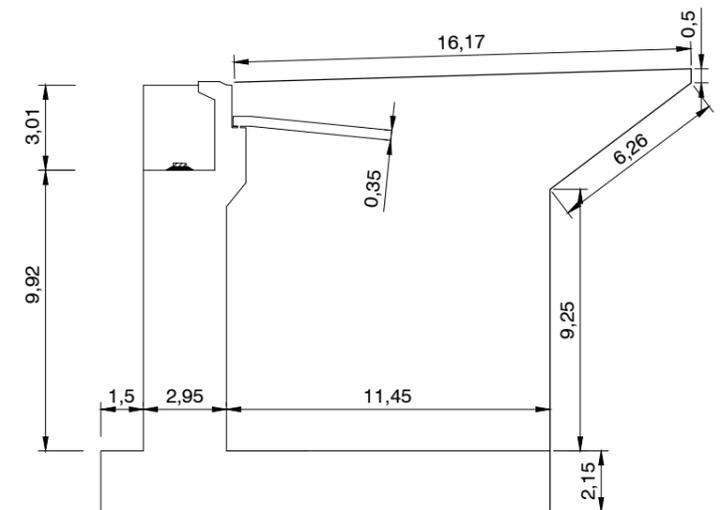
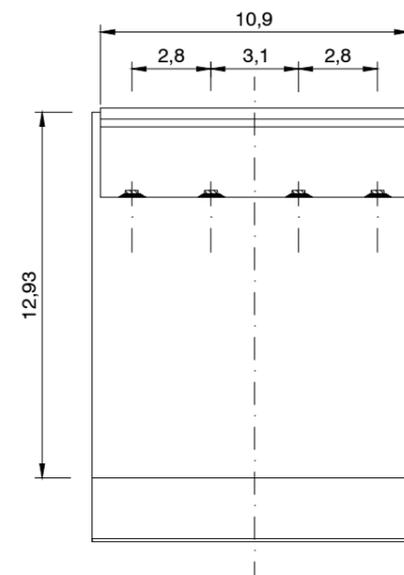
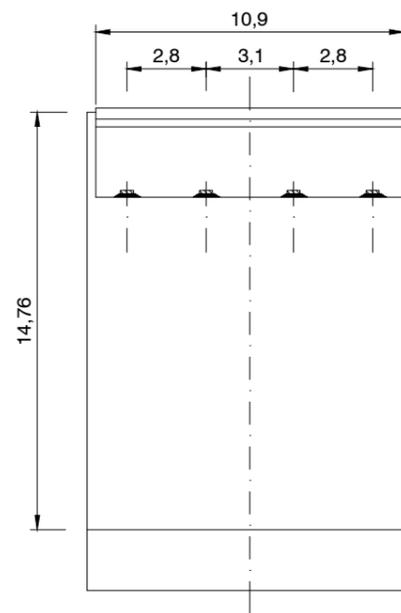
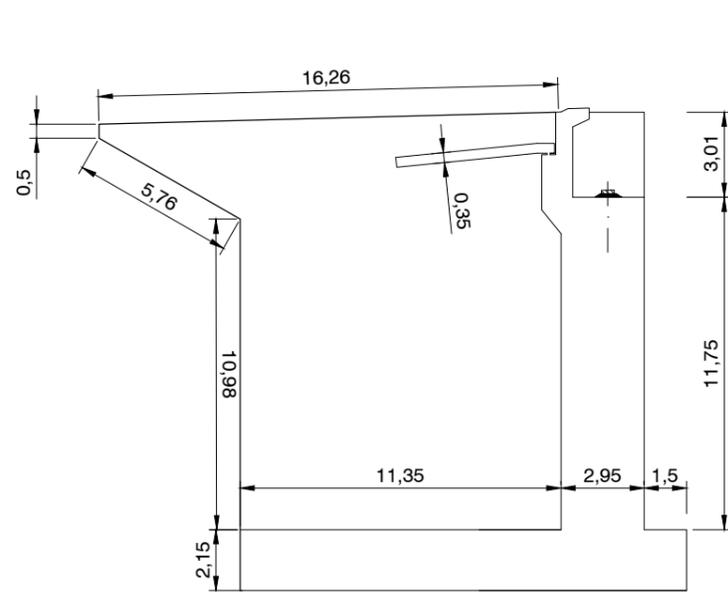
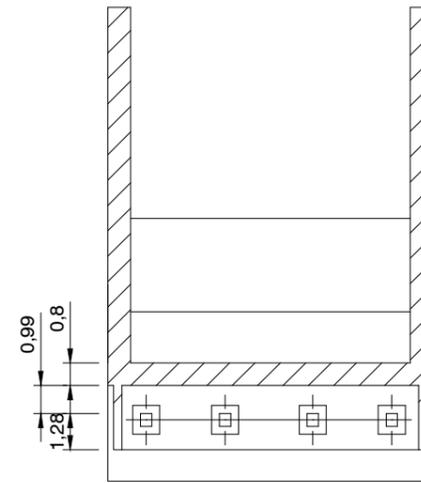
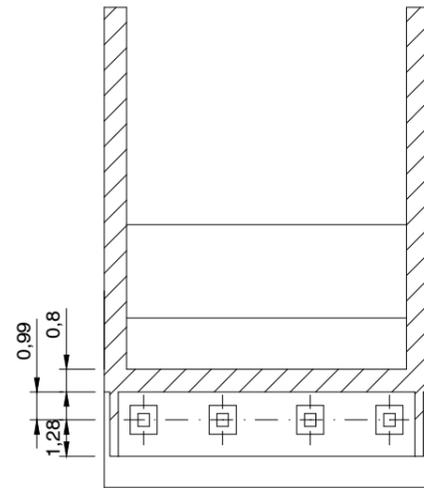
5.1.2.2.2.

HOJA 2 DE 4

Detalle capitel solución doble T



Detalle de estribos, solución doble T



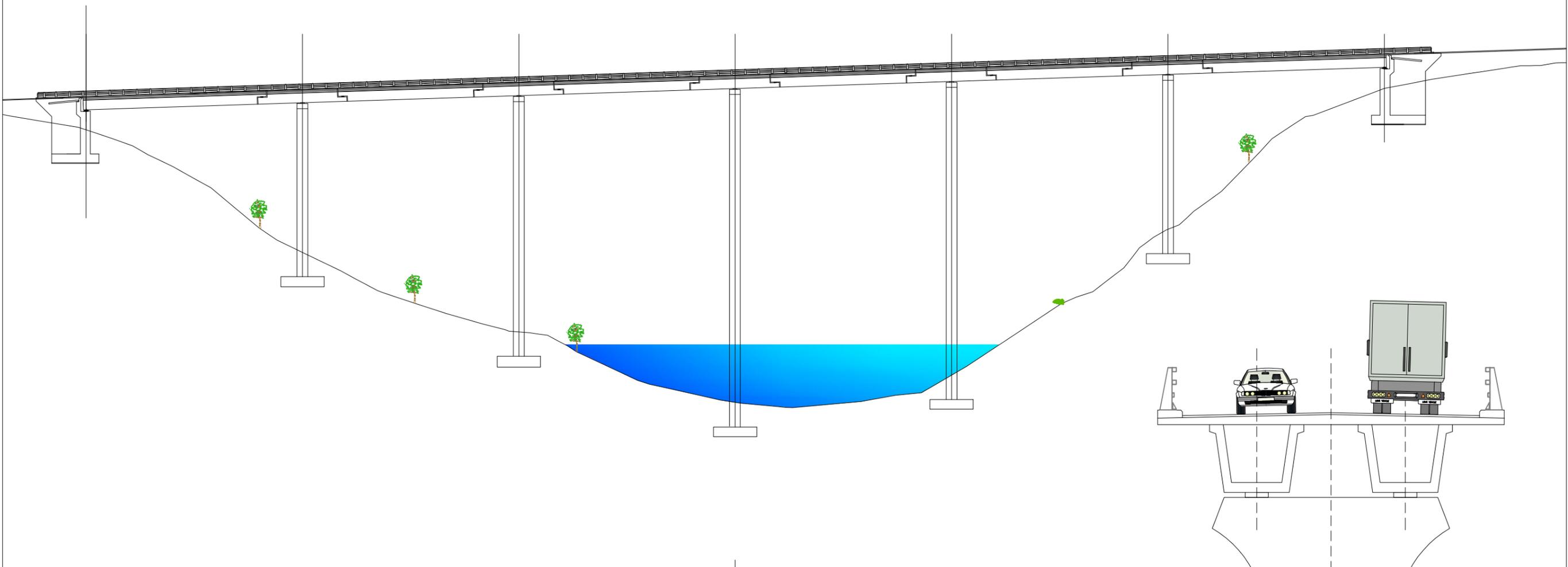
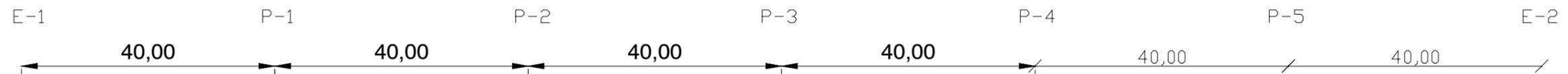
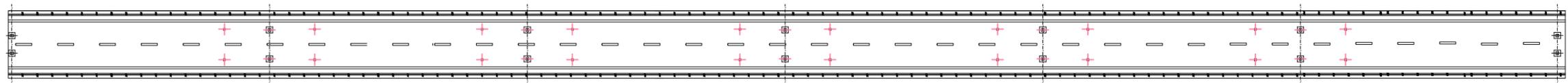
Estribo 1

Estribo 2



Alzado y planta solución con viga artesa

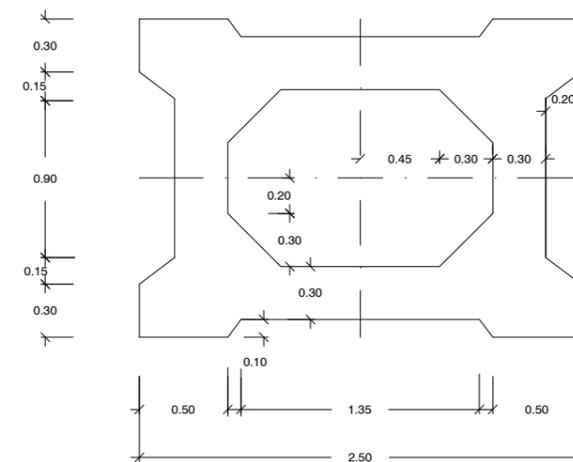
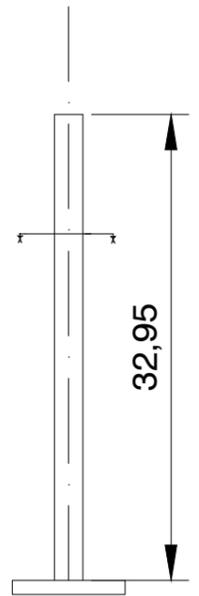
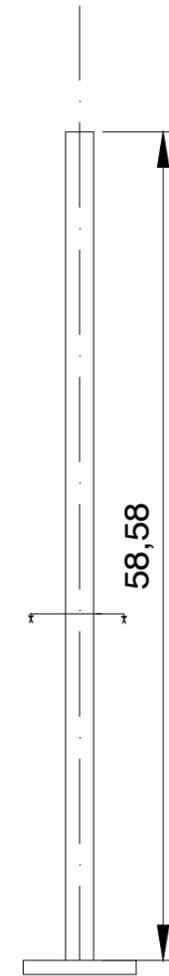
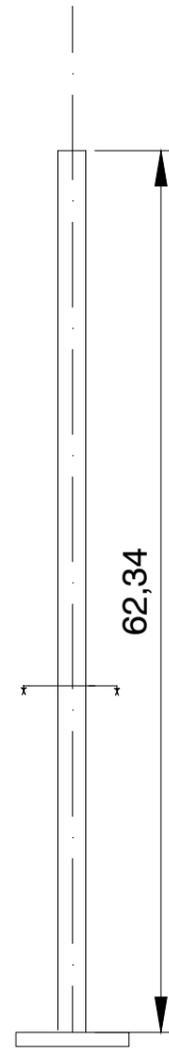
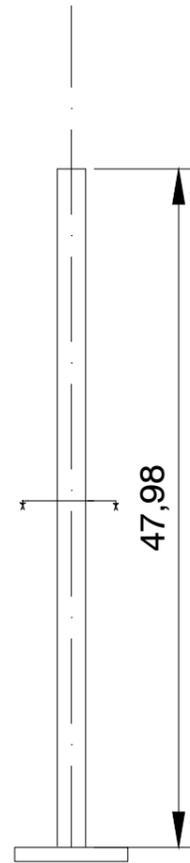
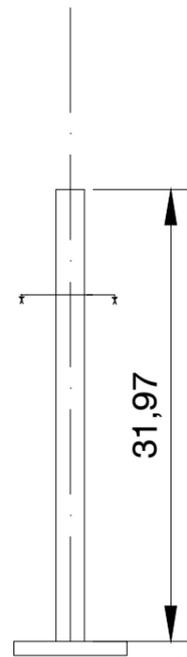
Escalas 1:750 y 1:125



	ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS		AUTOR DEL PROYECTO JORGE CATALÁN PÉREZ	FECHA JUNIO 2016	ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR	ESCALA: Varias	PUENTE ARTESA (ALZADO Y SECCIÓN)	5.1.2.3.1. HOJA 1 DE 4
--	--	--	--	---------------------	---	-------------------	----------------------------------	---------------------------

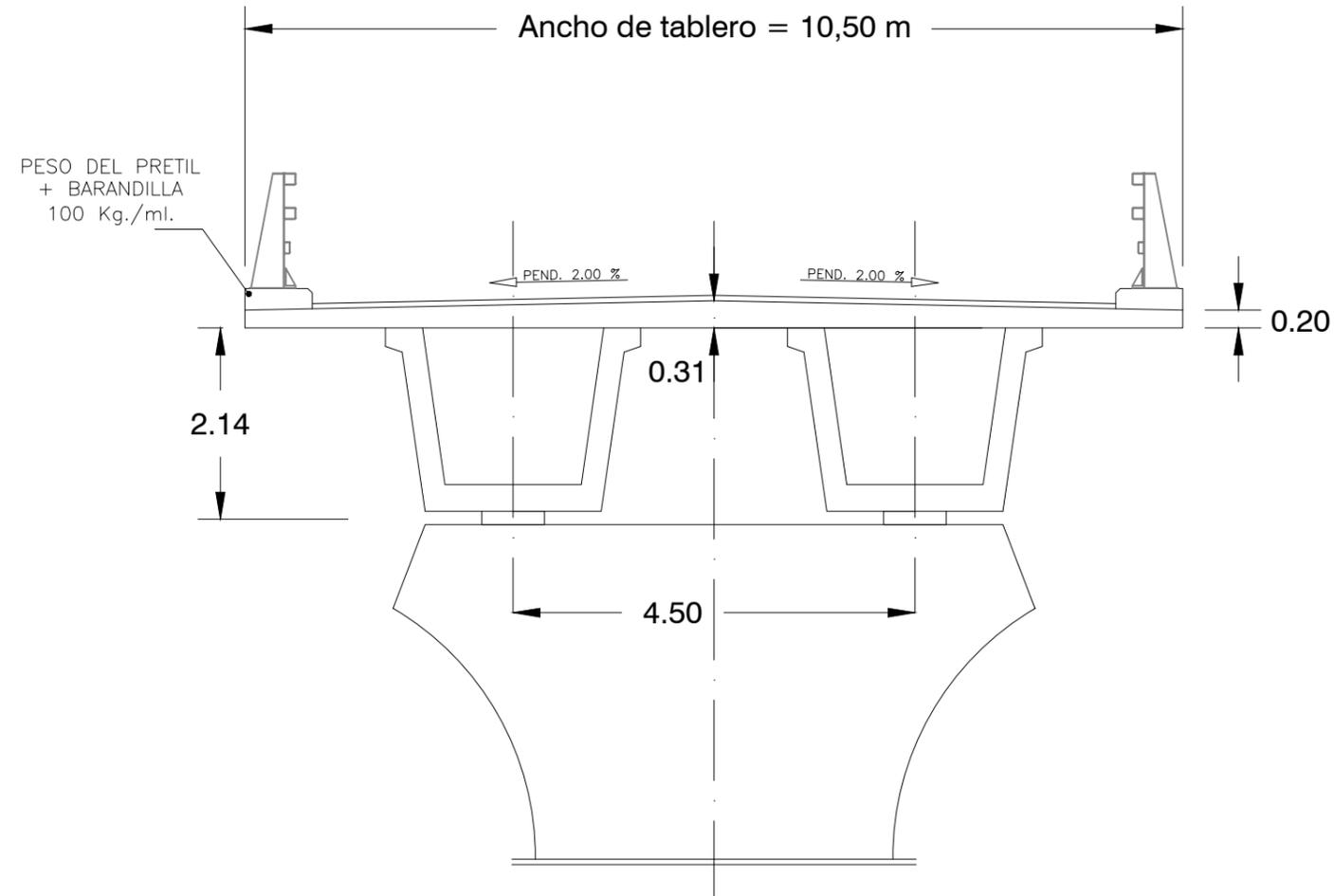
Pilas solución con viga artesa

Escalas: 1:500 y 1:40

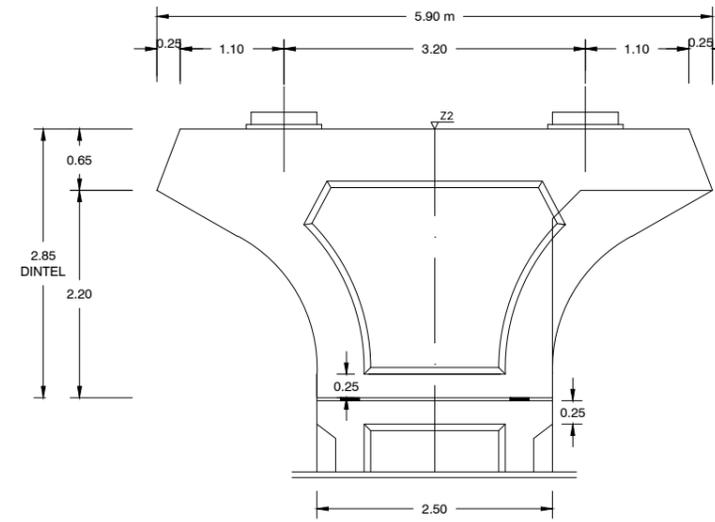


Detalle capitel

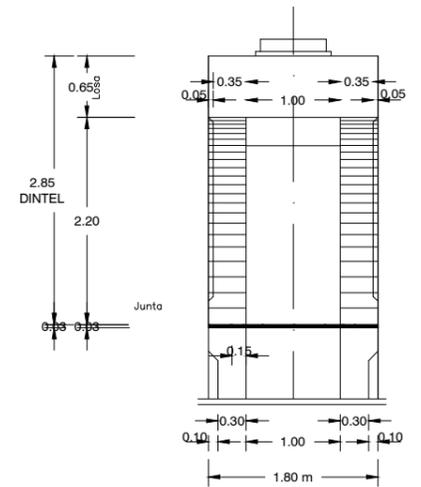
Sección del tablero



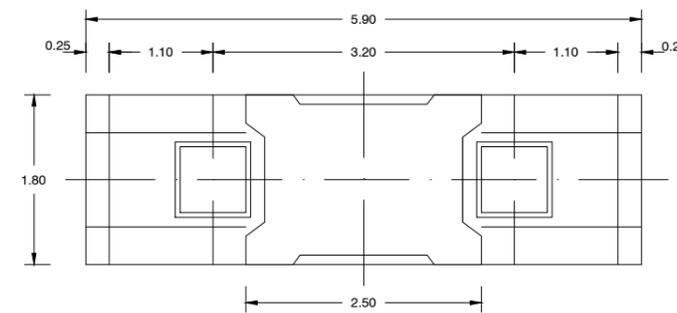
Alzado dintel



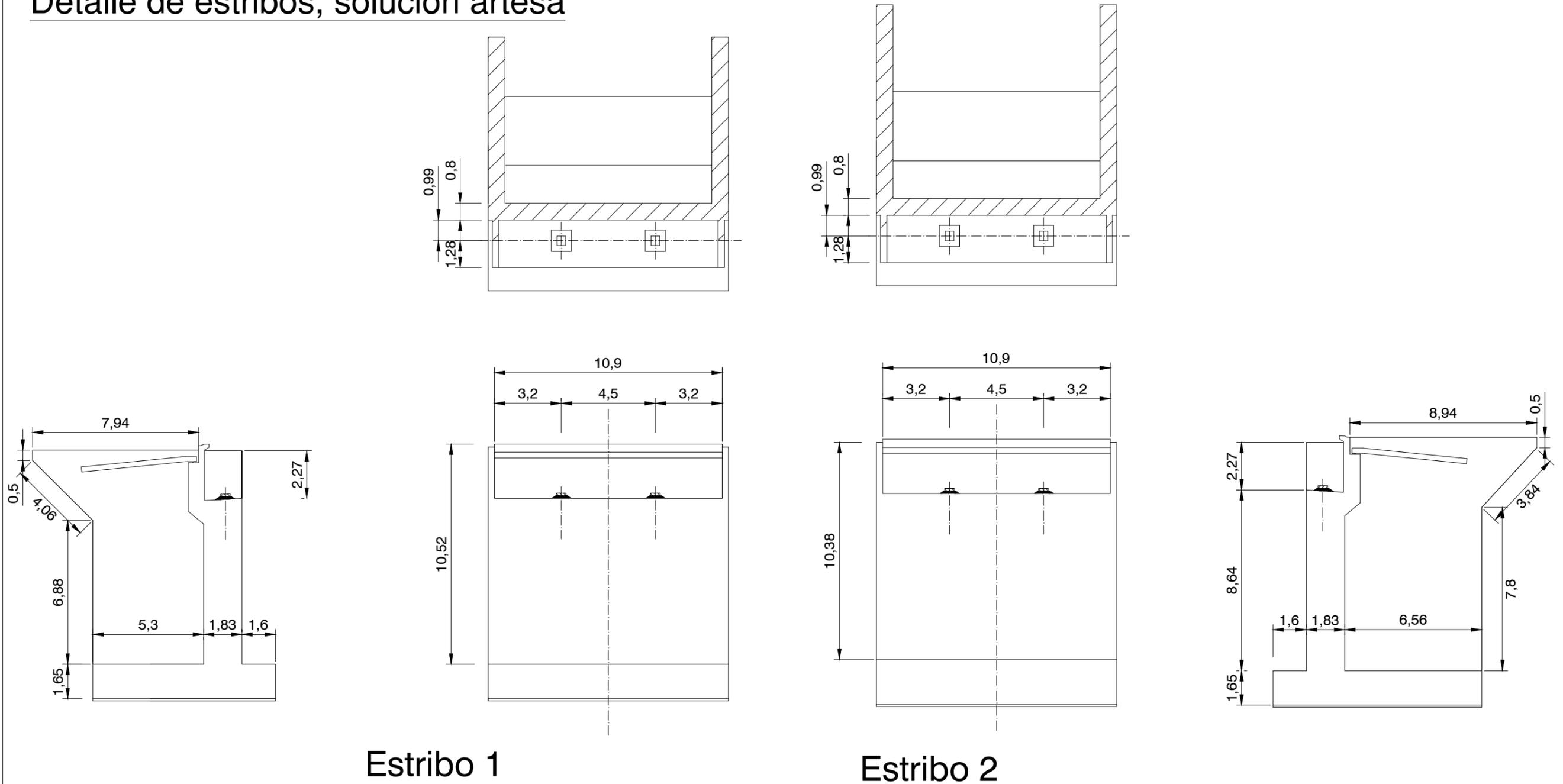
Vista perfil



Planta dintel



Detalle de estribos, solución artesa



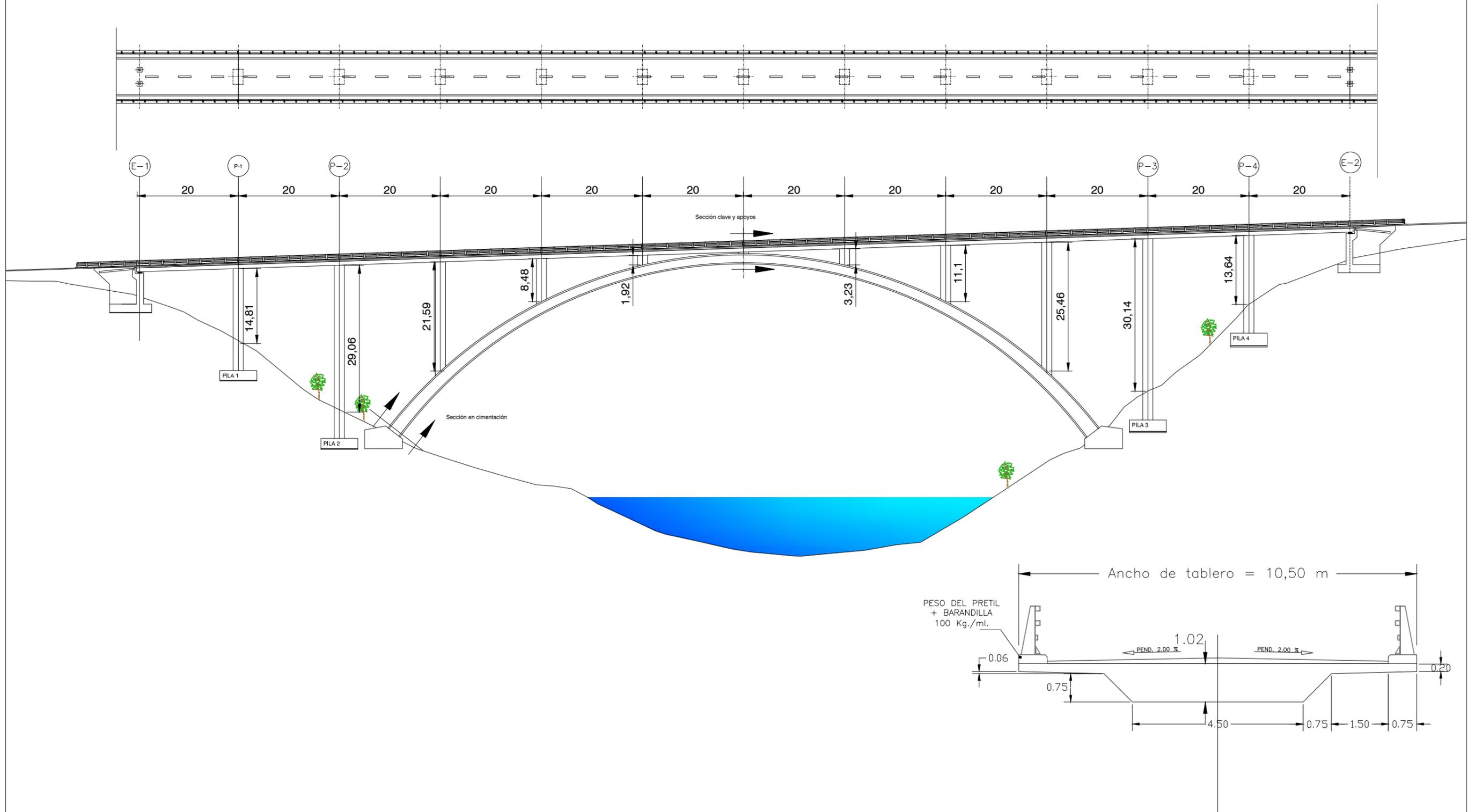
Estribo 1

Estribo 2



Alzado y planta solución arco

Escalas 1:750 y 1:100



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

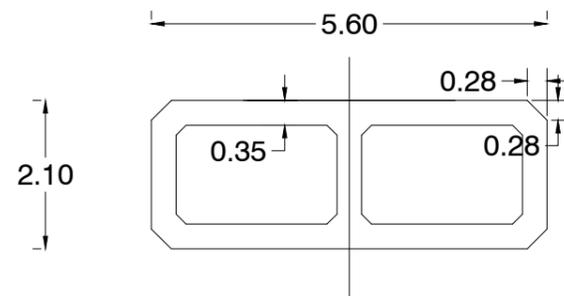
PUENTE ARCO (ALZADO Y SECCIÓN)

5.1.2.4.1.

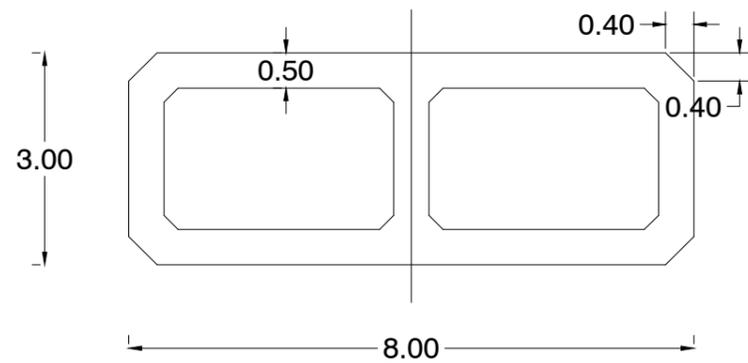
HOJA 1 DE 3

Pilas solución arco
 Escalas 1:100 y 1:150

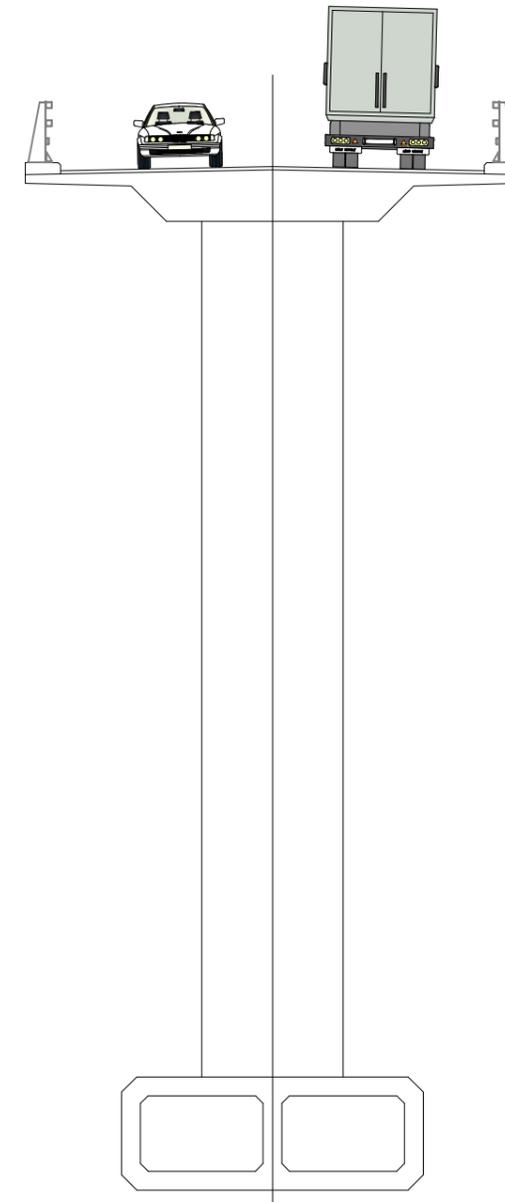
Clave



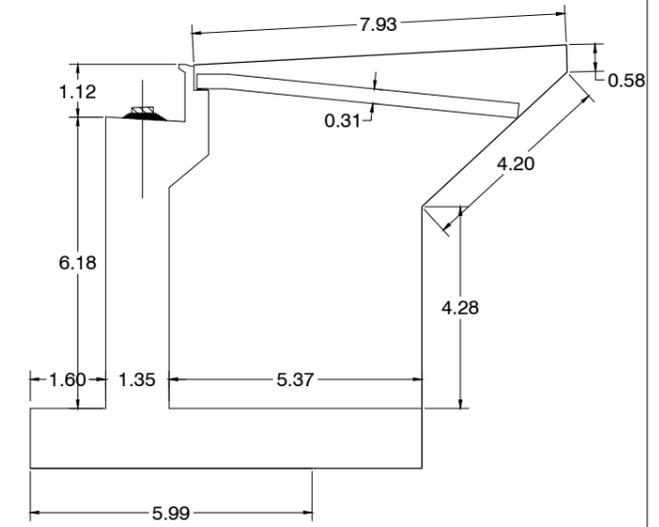
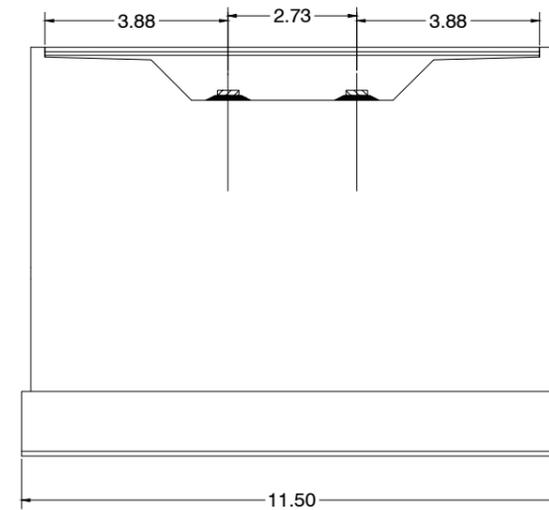
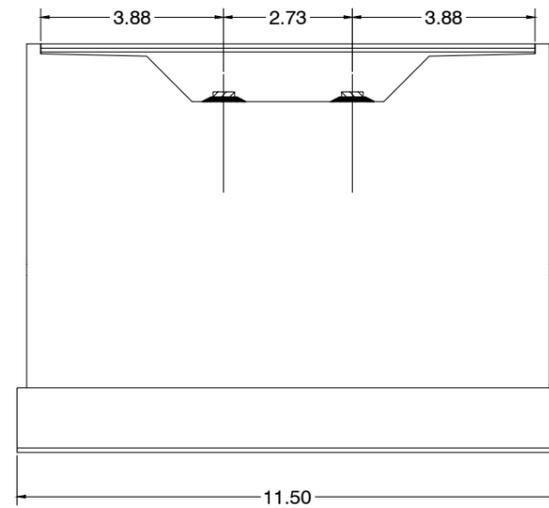
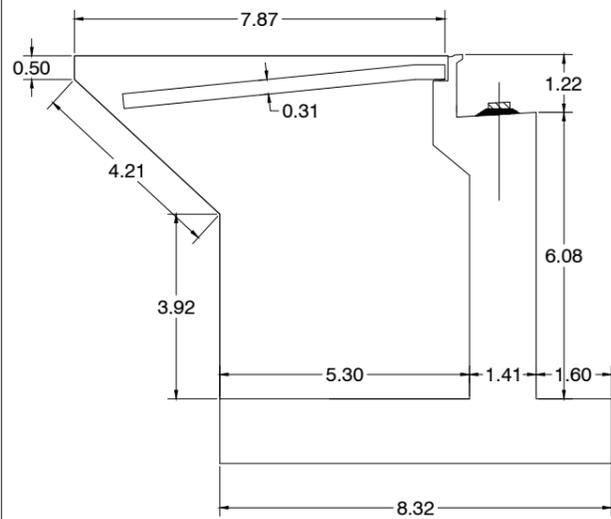
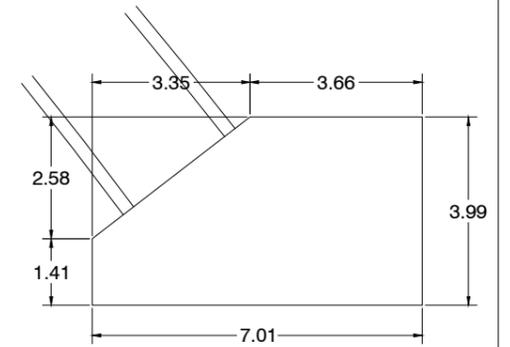
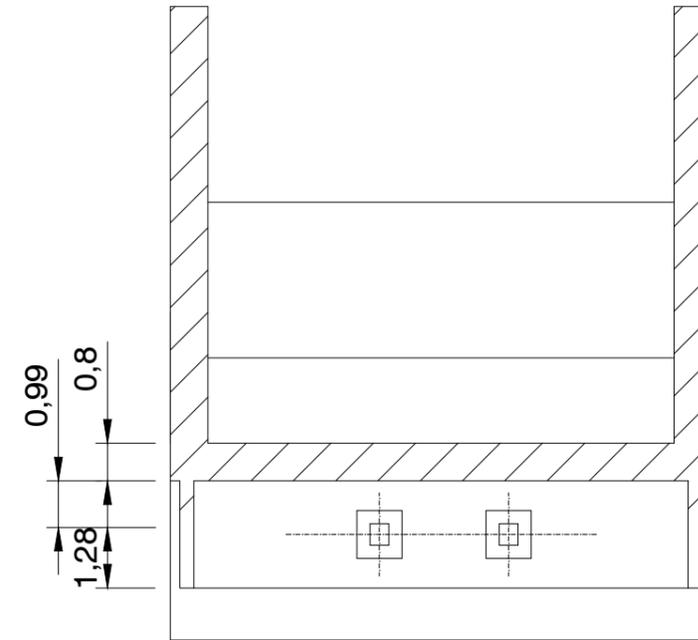
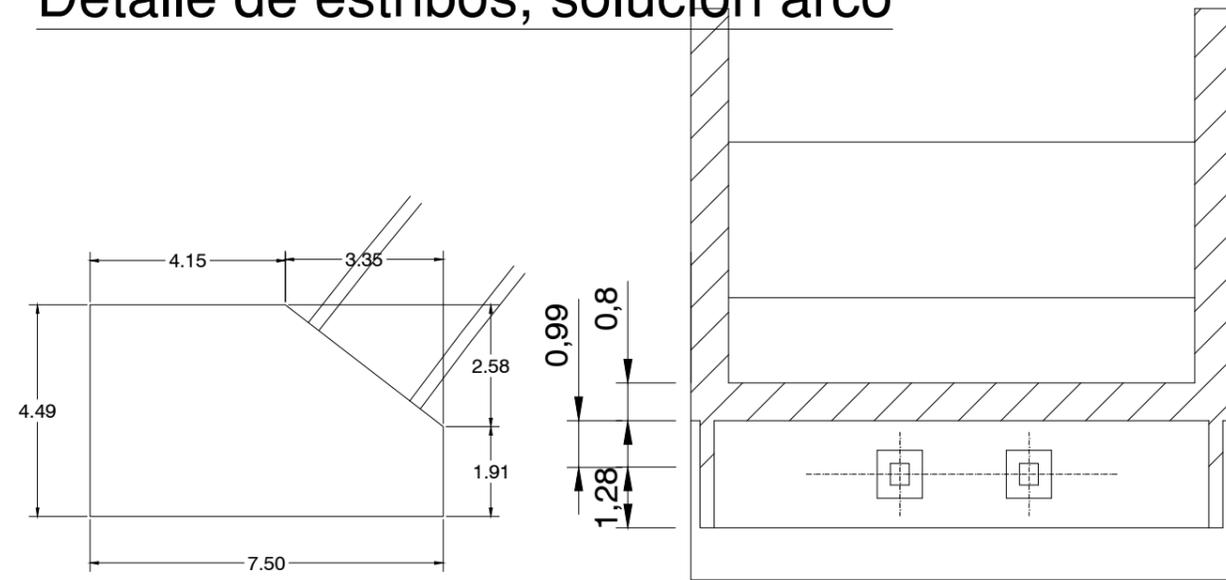
Arranque



Sección genérica



Detalle de estribos, solución arco

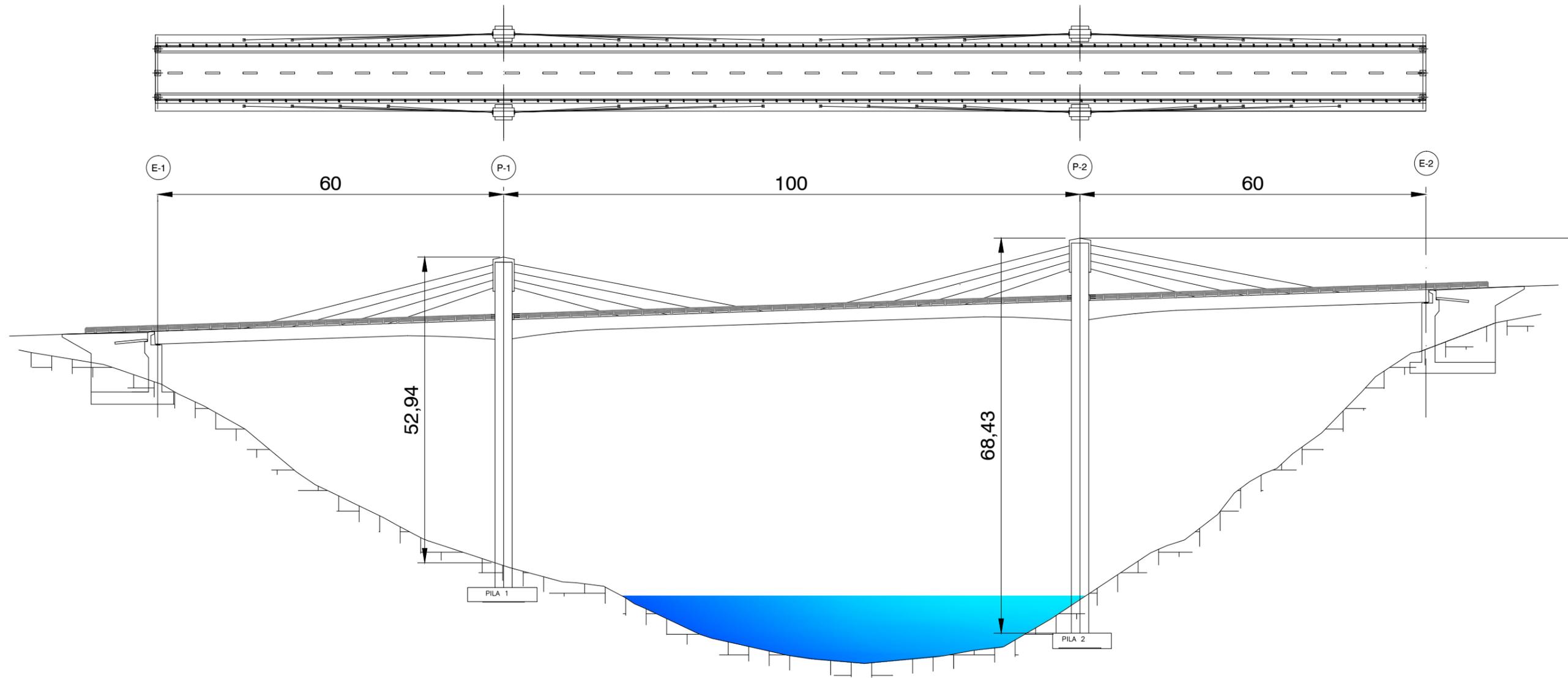


Estribo 1

Estribo 2



Alzado y planta solución extraadosado



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
1:750

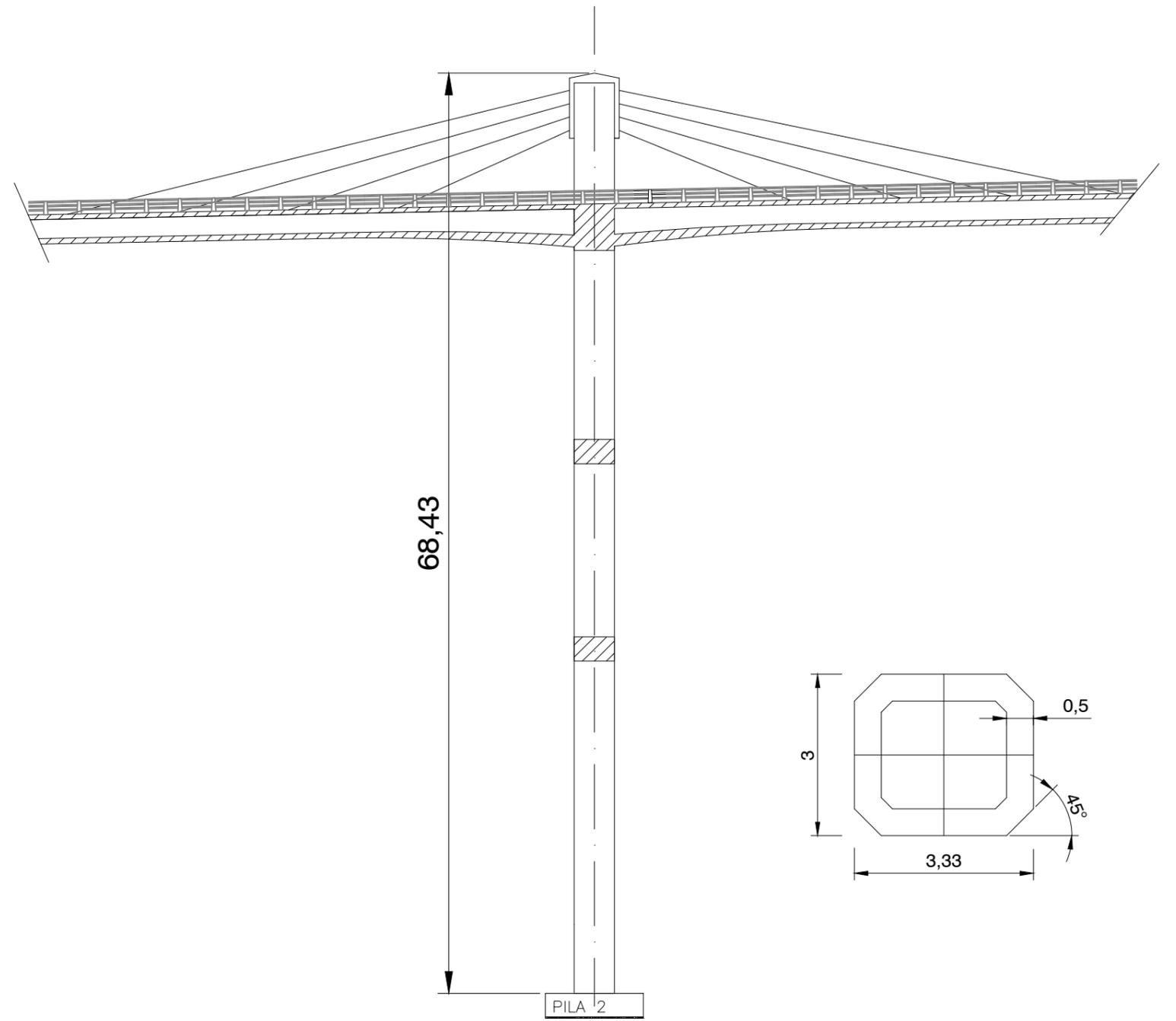
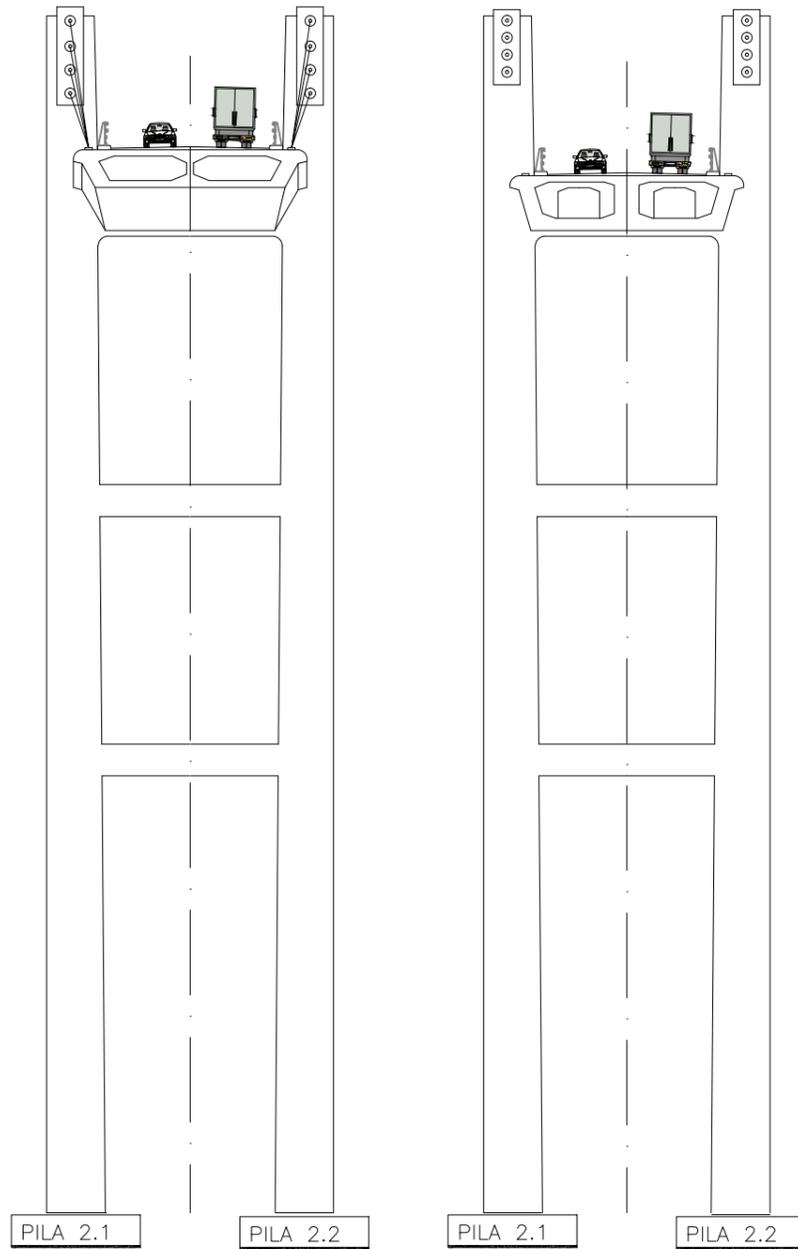
PUENTE EXTRADOSADP (ALZADO)

5.1.2.5.1.

HOJA 1 DE 4

Pilas solución extradadosada

Escalas 1:400 y 1:100



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

ESCALA:
Varias

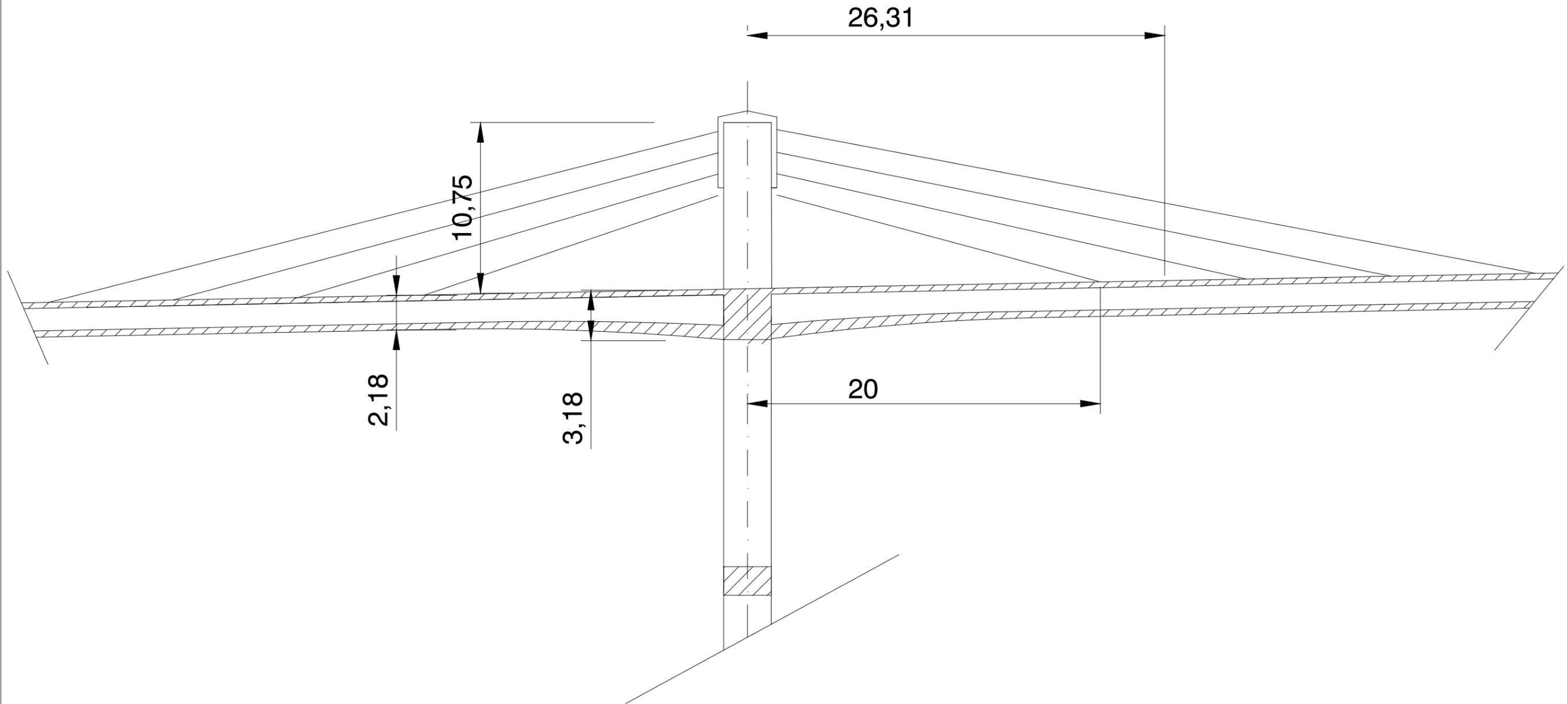
PUENTE EXTRADOSADO (PILAS)

5.1.2.5.2.

HOJA 2 DE 4

Detalle pilono solución extradadosada

DETALLE PILONO



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

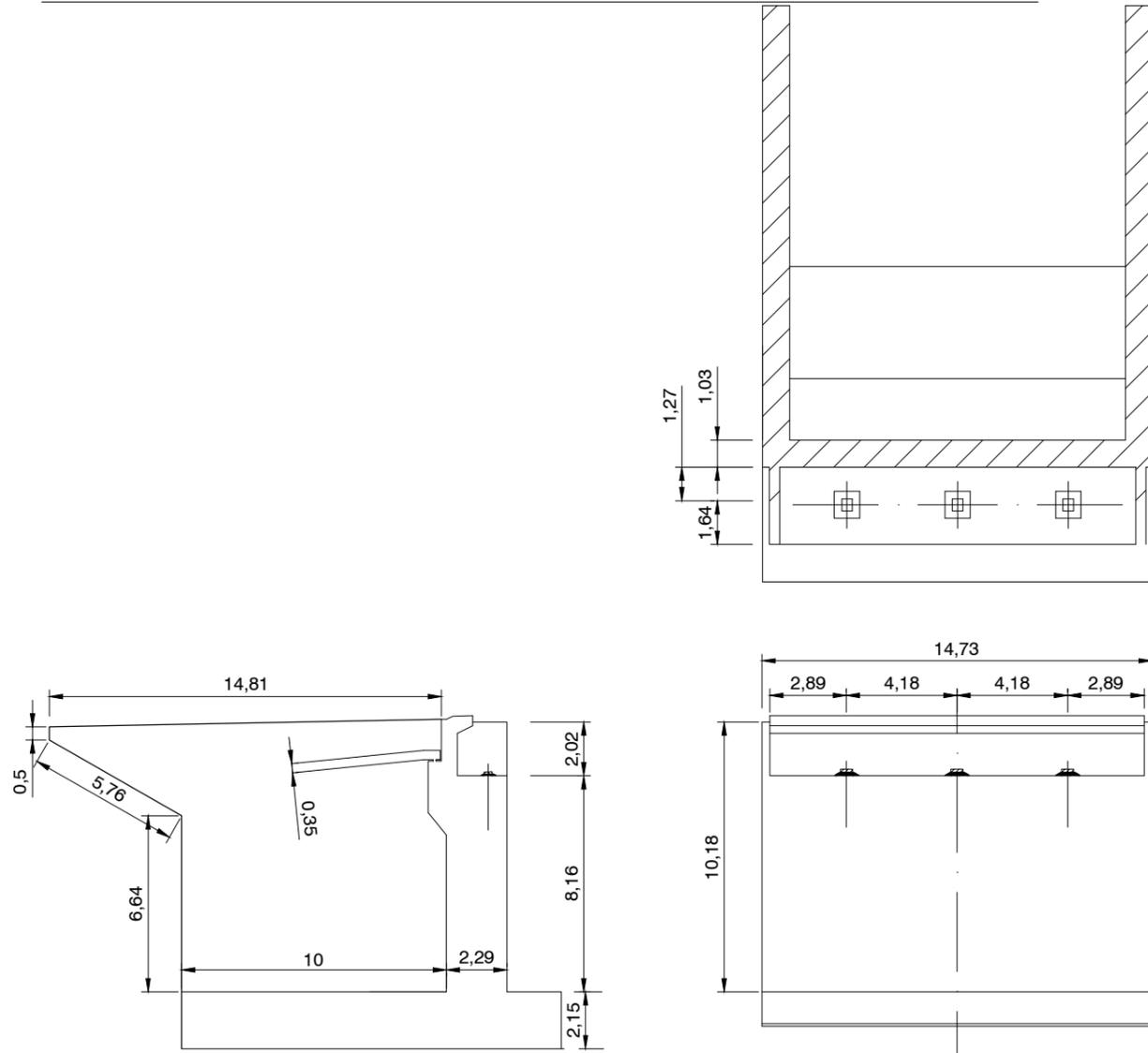
ESCALA:
1:250

PUENTE EXTRADOSADO (DETALLES PILONO)

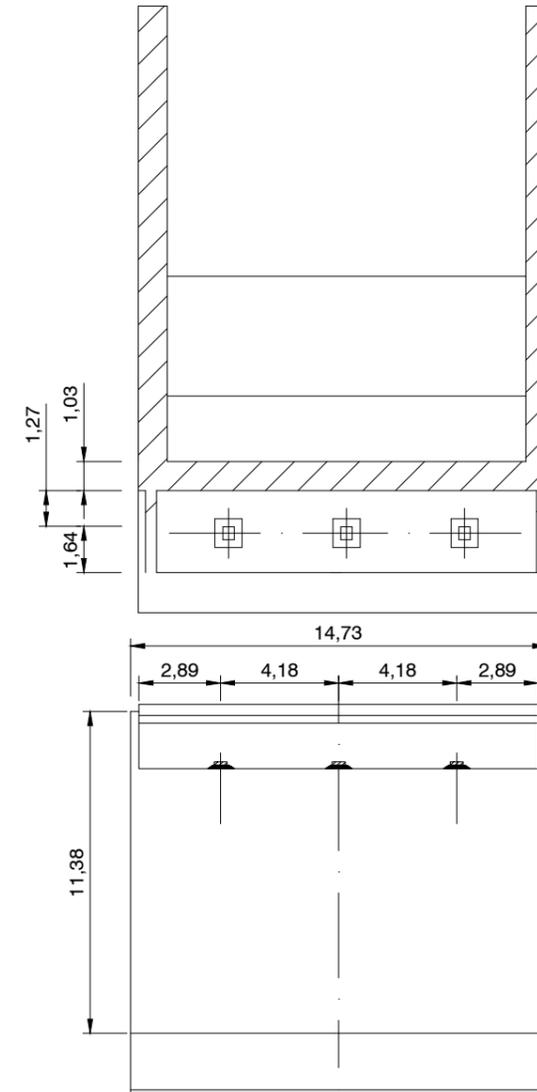
5.1.2.5.3.

HOJA 3 DE 4

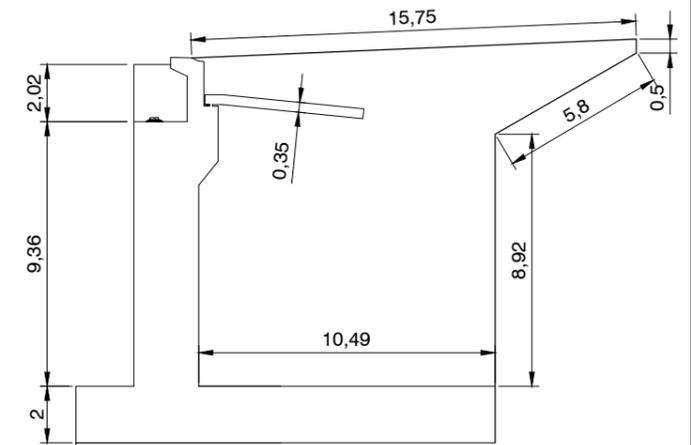
Detalle de estribos, solución extradadosada



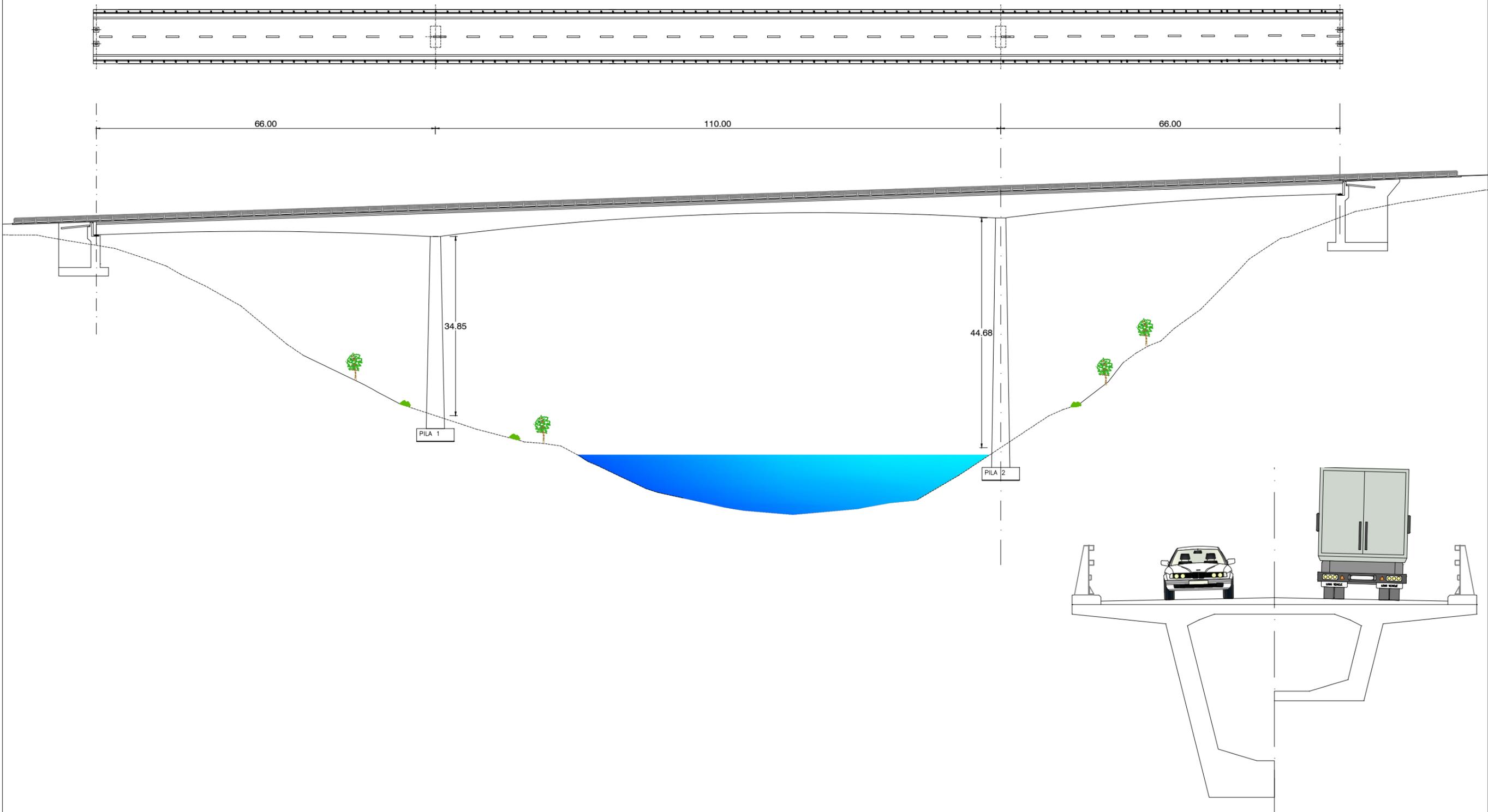
Estribo 1



Estribo 2



Alzado y planta solución voladizo



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
JUNIO 2016

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

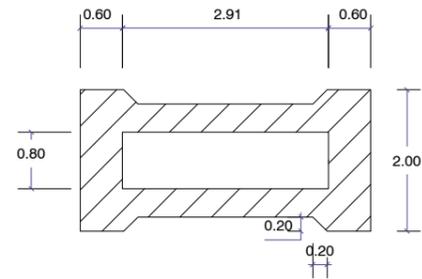
ESCALA:
Varias

PUENTE MEDIANTE VOLADIZOS SUCESIVOS (ALZADO
Y SECCIÓN)

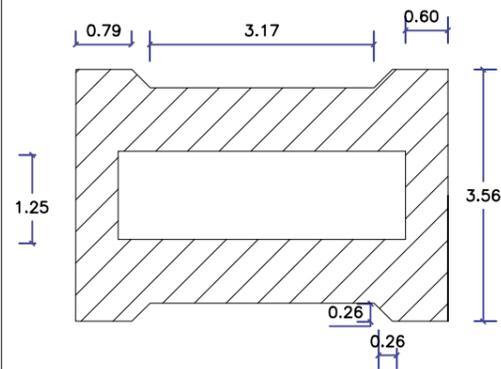
5.1.2.6.1.
HOJA 1 DE 4

Pilas solución extradadosada

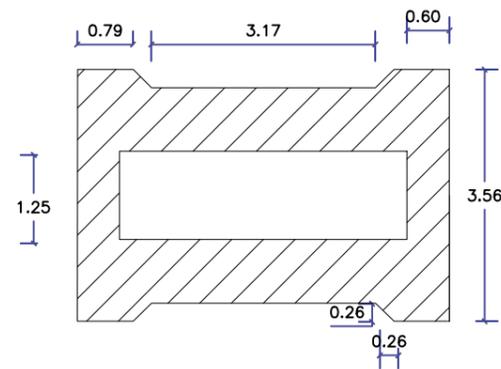
Escalas 1:250 y 1:100



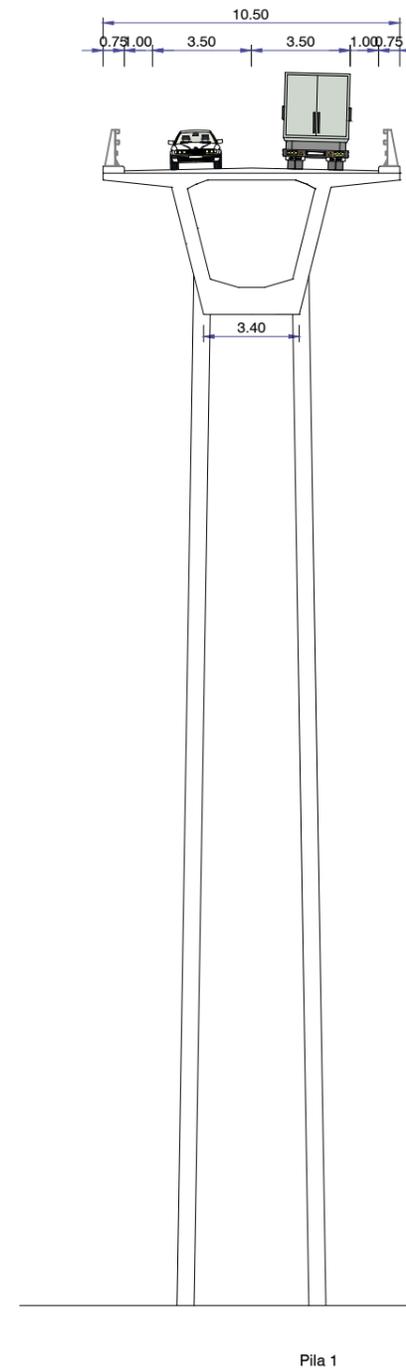
Sección superior



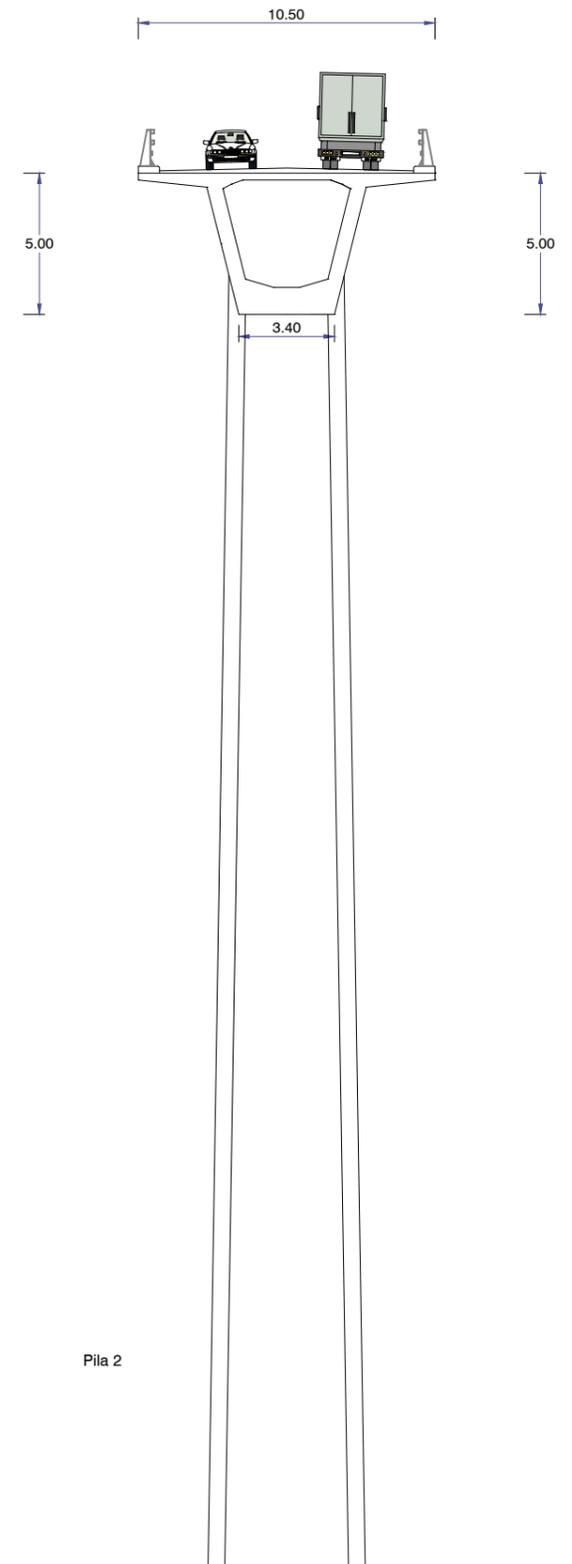
Base pila 1



Base pila 2



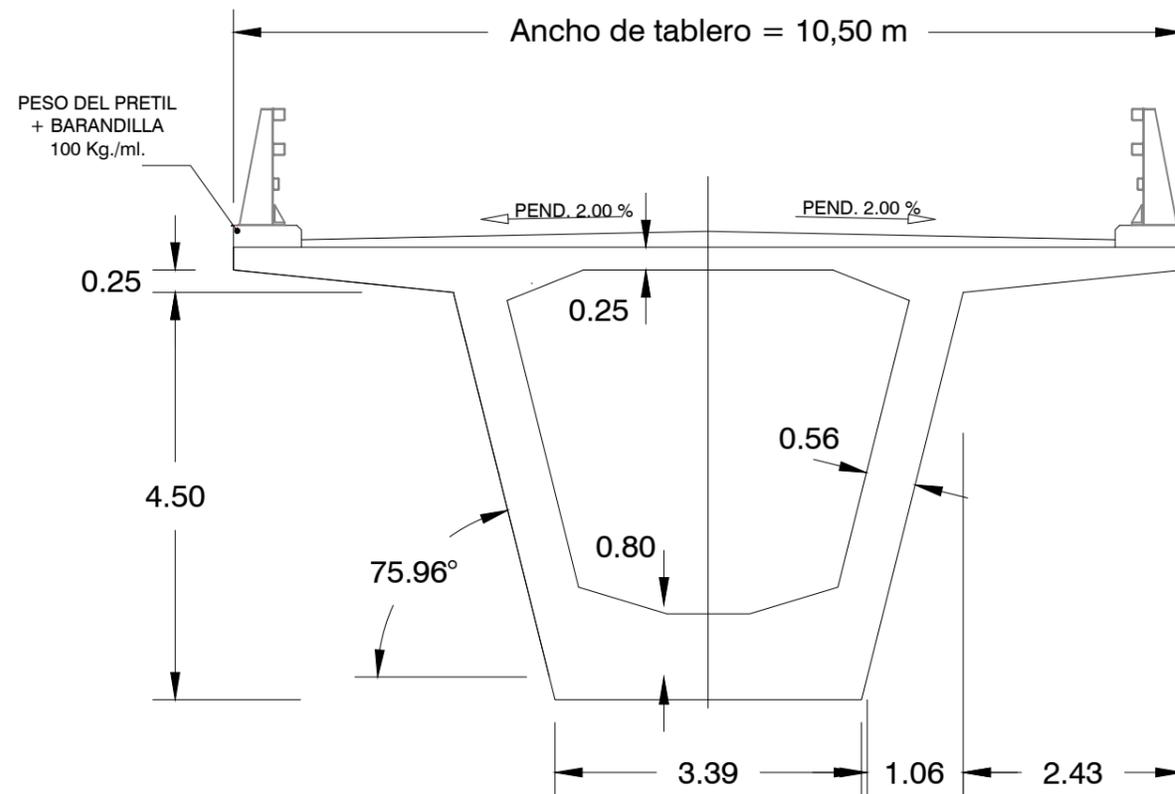
Pila 1



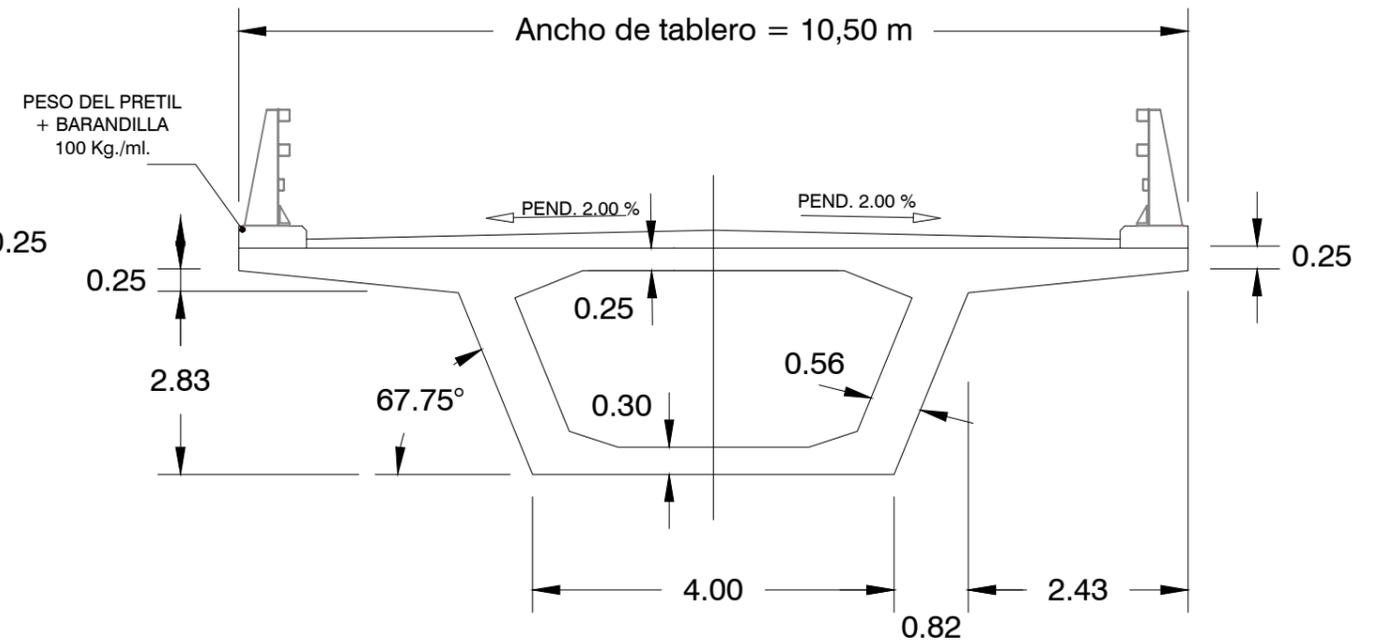
Pila 2



Detalle sección solución por voladizos



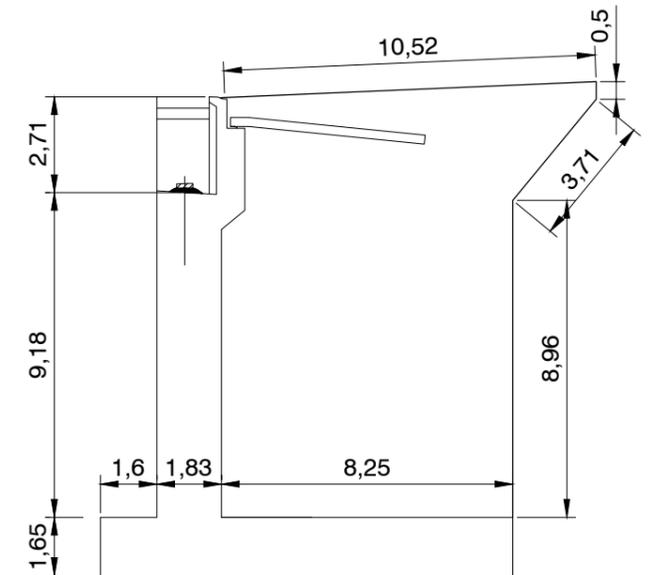
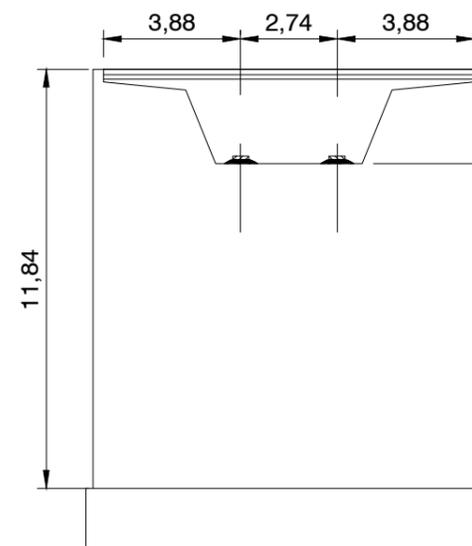
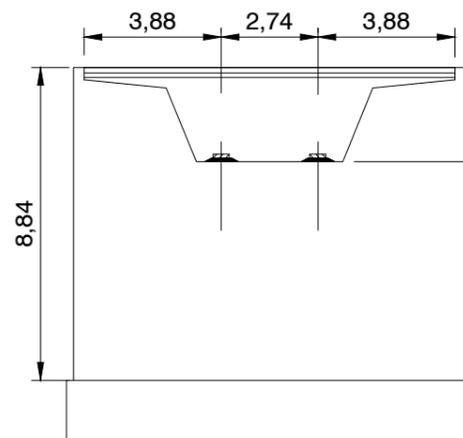
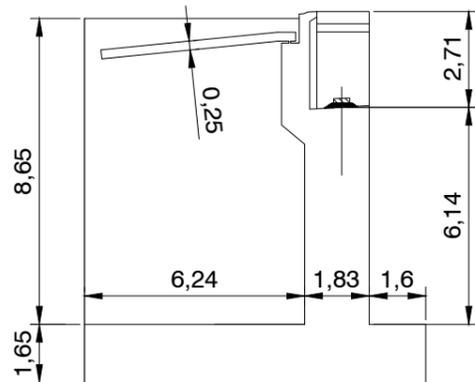
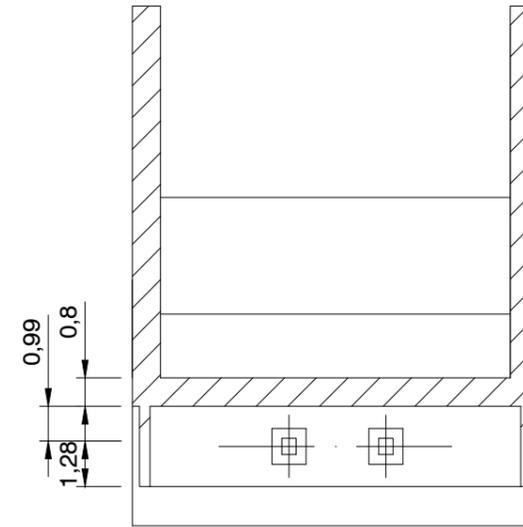
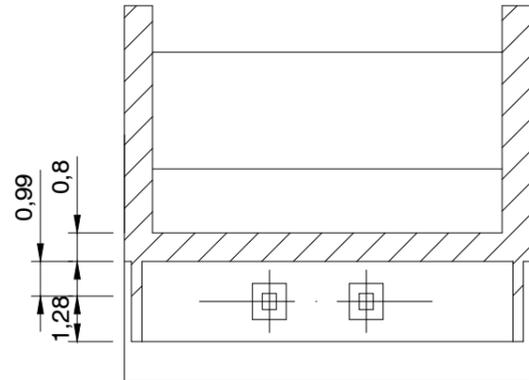
Sección dovela "0"



Sección clave y apoyos



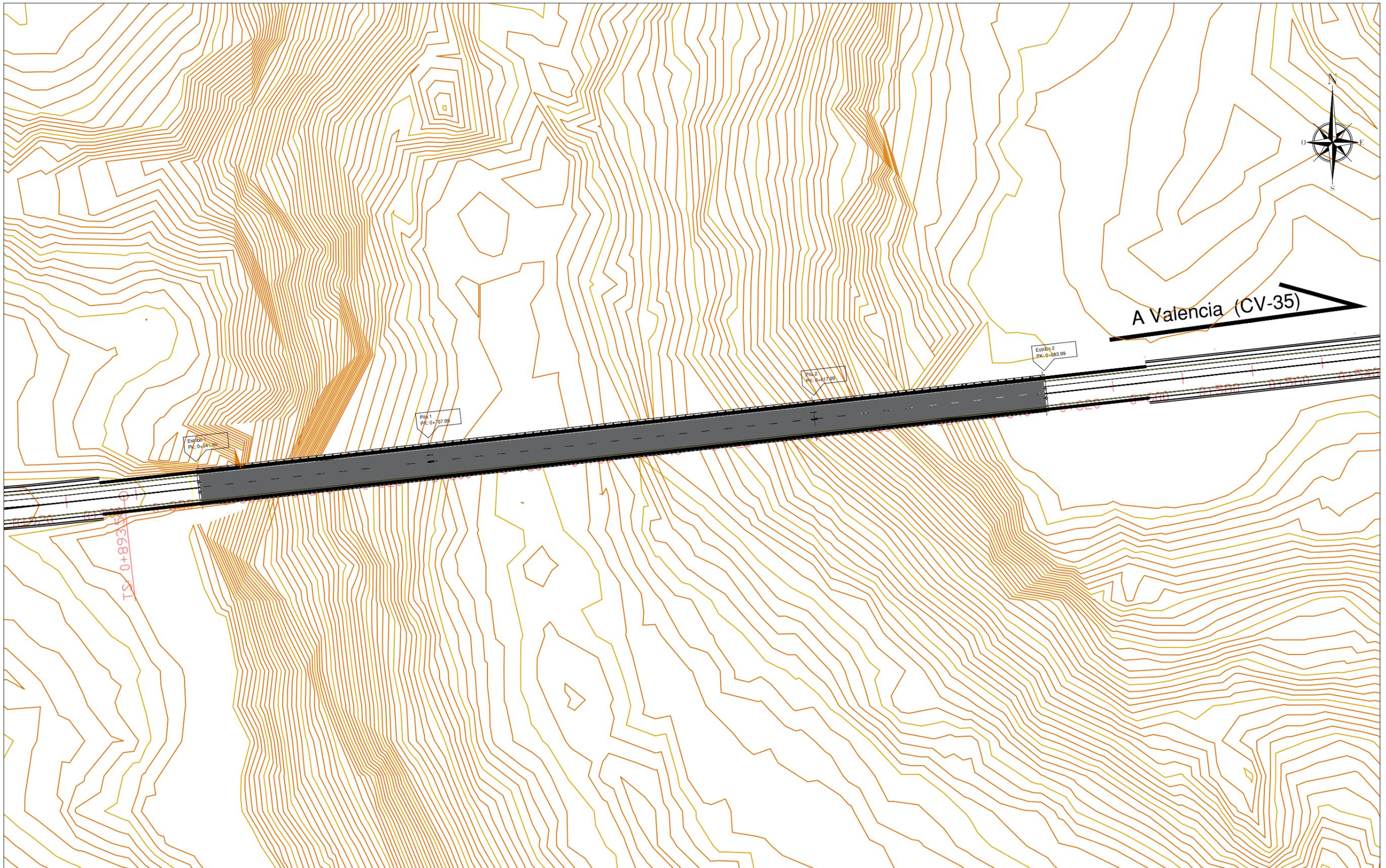
Detalle de estribos, solución por voladizos



Estribo 1

Estribo 2





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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

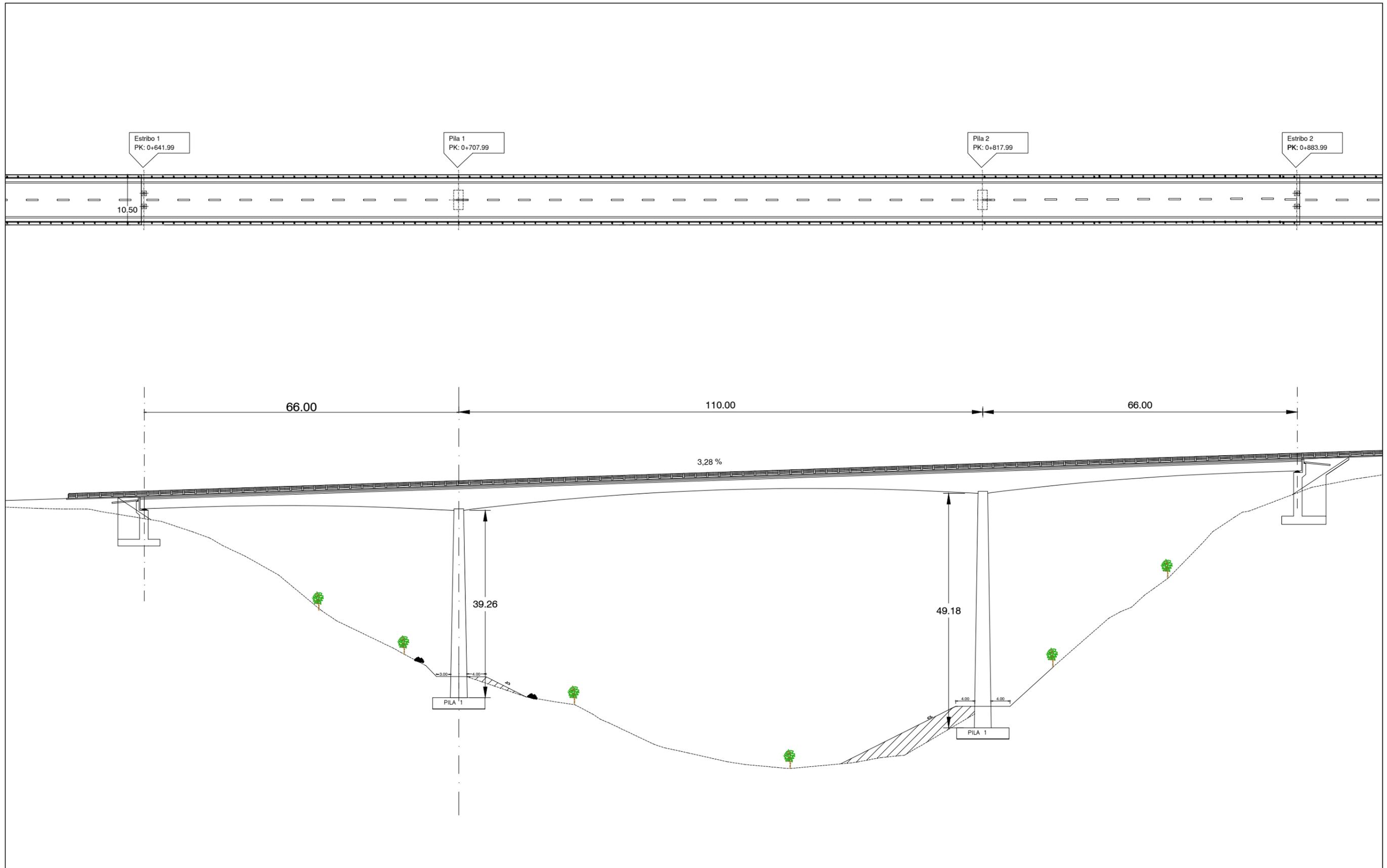
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALÈNCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:xxx

TÍTULO DEL PLANO
 EMPLAZAMIENTO

Nº DE PLANO
 5.1.3.1.

HOJA 1 DE 1



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

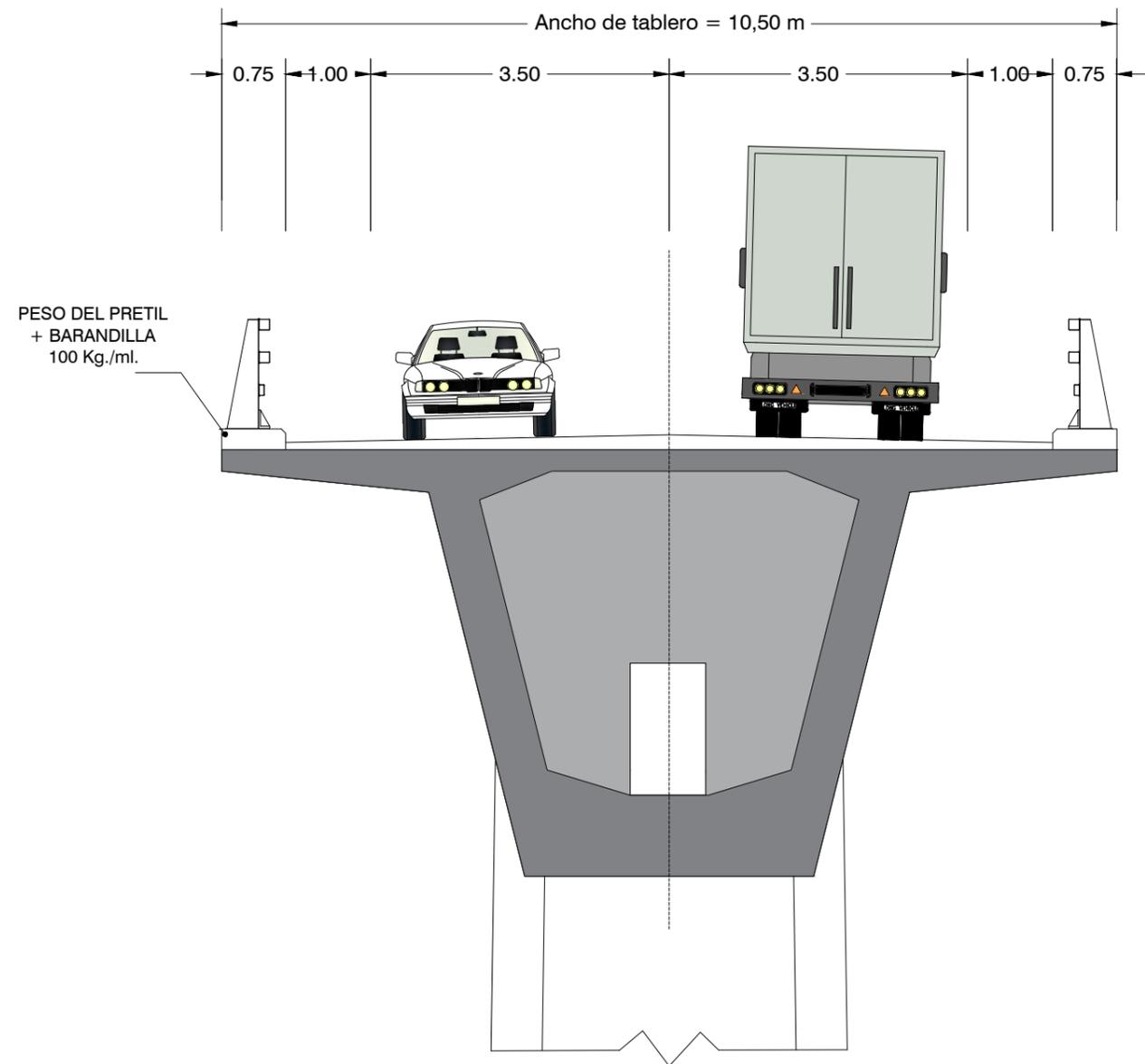
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:750

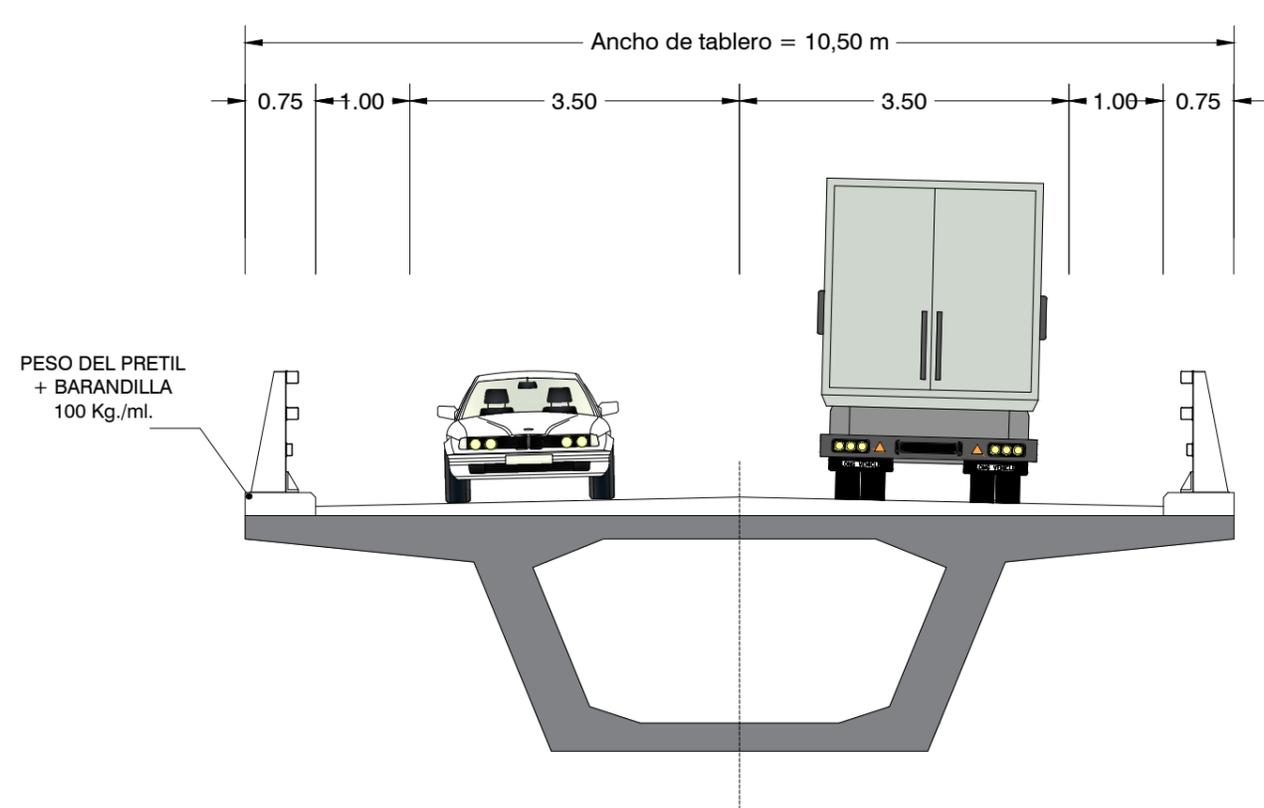
TÍTULO DEL PLANO
 PLANTA Y ALZADO

Nº DE PLANO
 5.1.3.2.

HOJA 1 DE 1

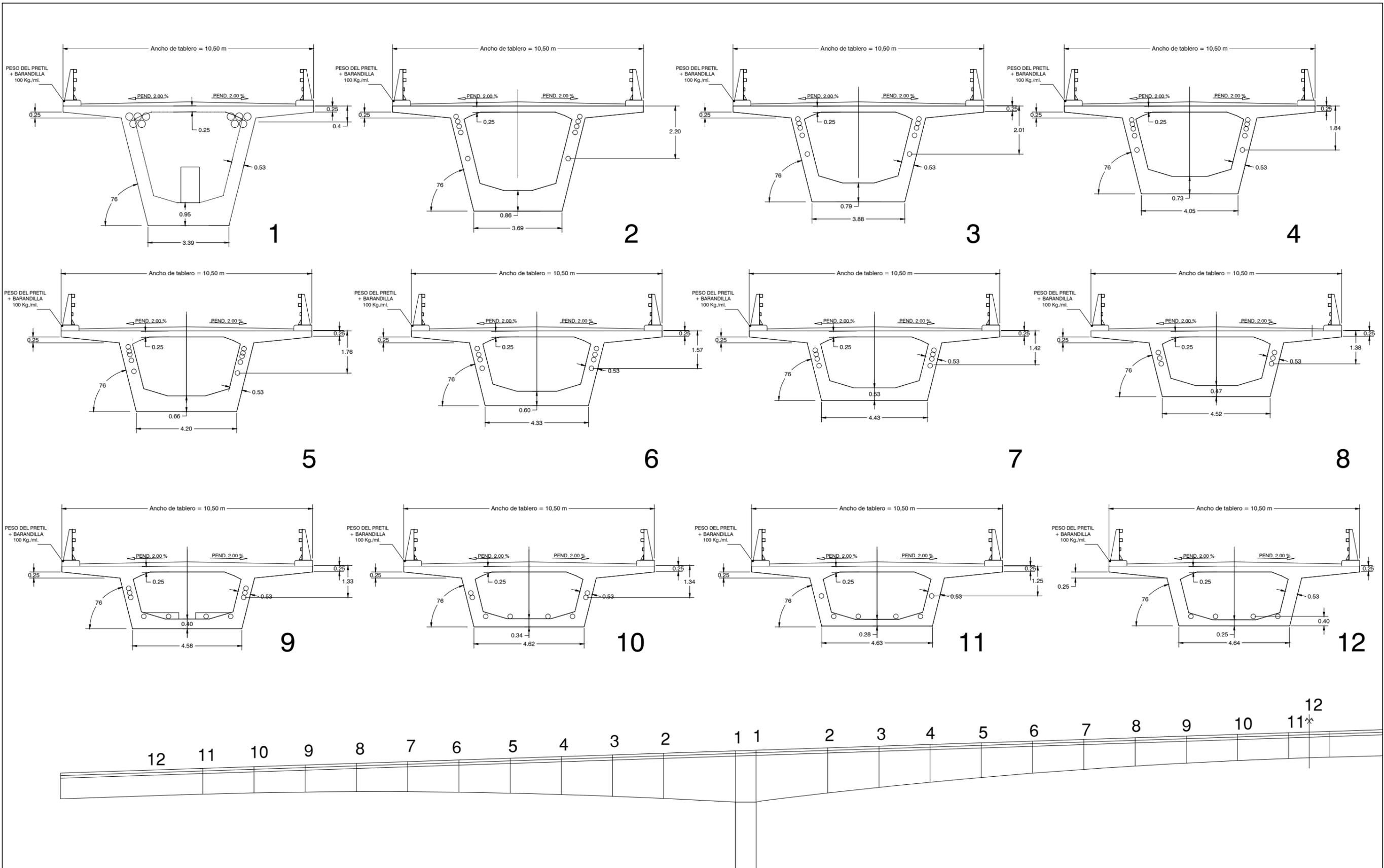


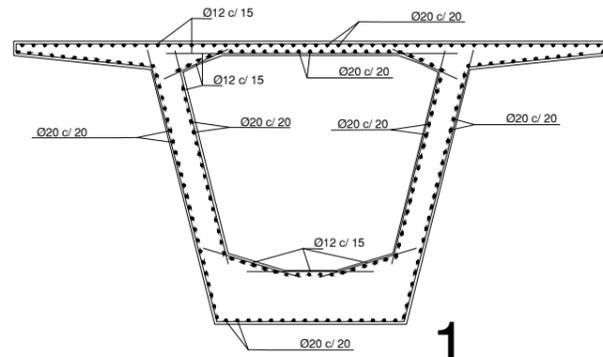
Sección dovela "0"



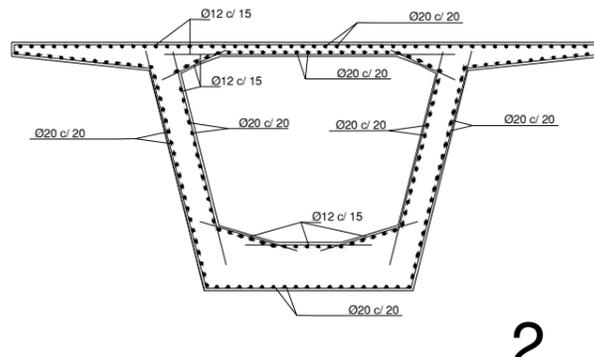
Sección clave y apoyos



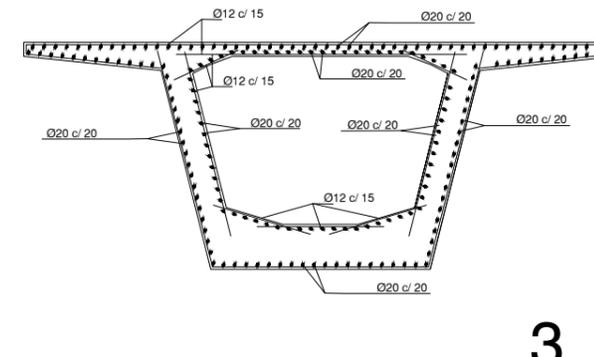




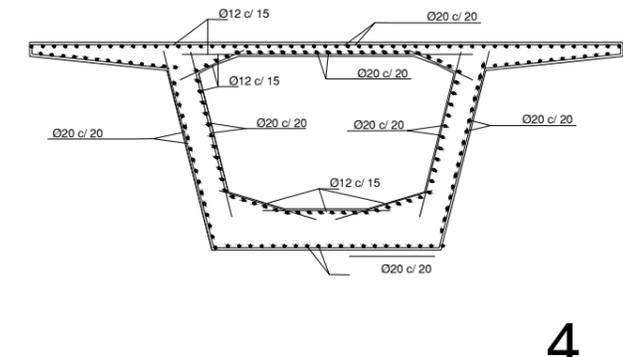
1



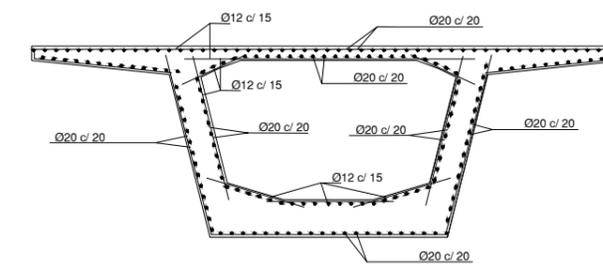
2



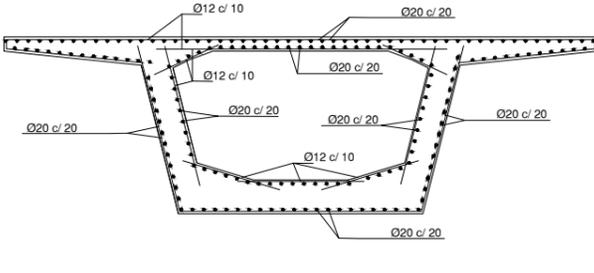
3



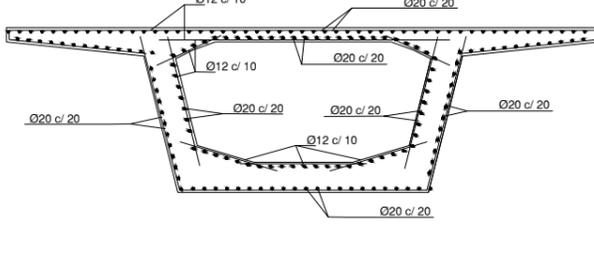
4



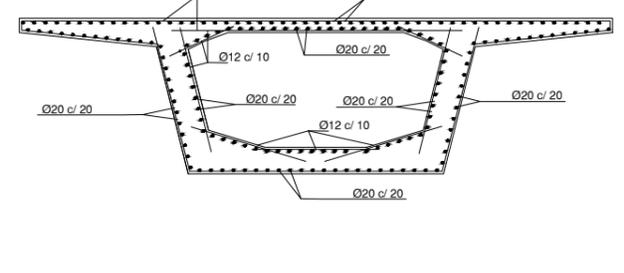
5



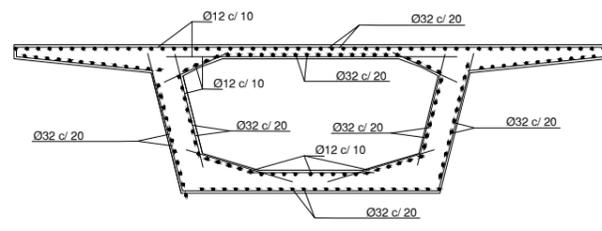
6



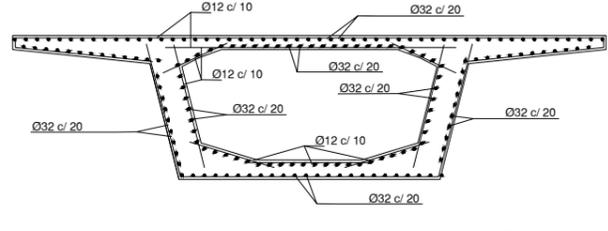
7



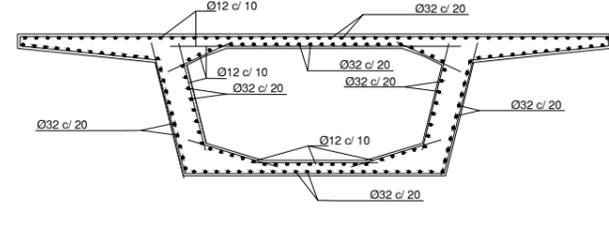
8



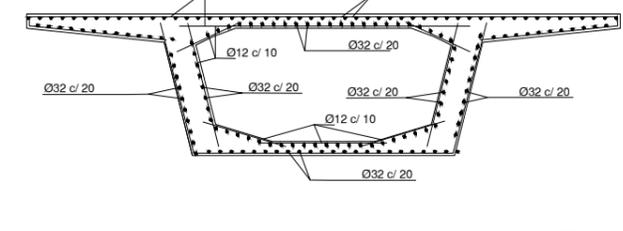
9



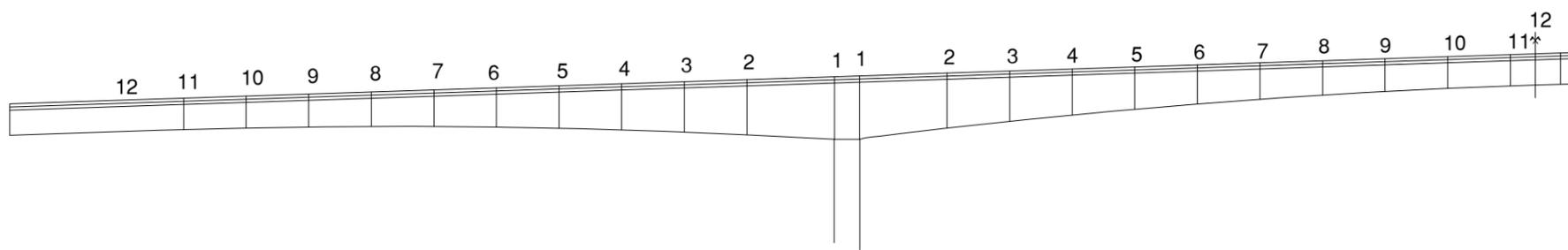
10



11

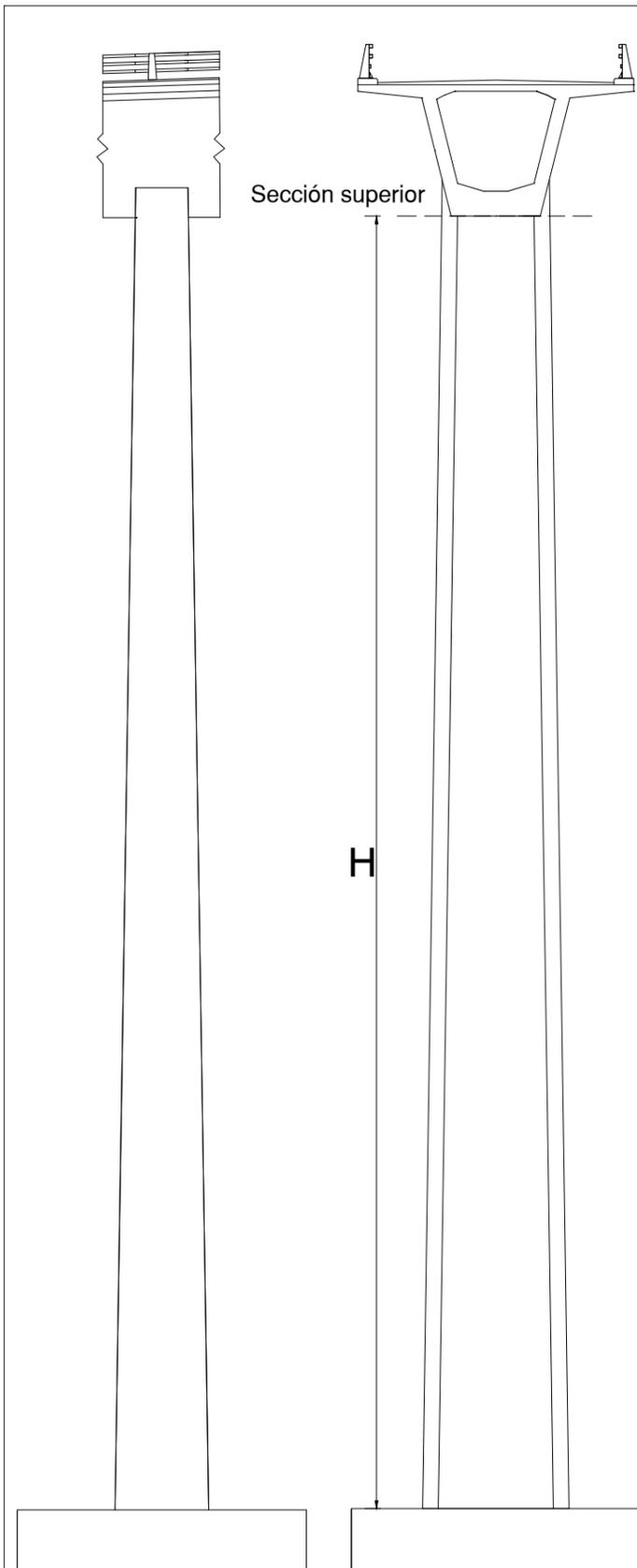


12

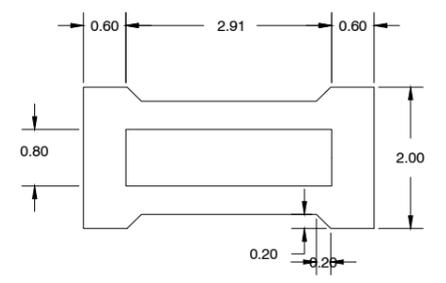


CARACTERÍSTICAS SEGÚN EHE-08

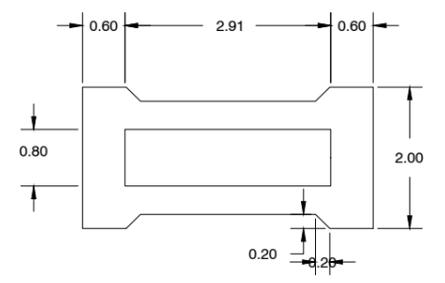
MATERIAL	LOCALIZACION	DESIGNACION	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	AMBIENTE
HORMIGÓN	Tablero	Hp-40/B/20/IIb	Intenso	$\gamma_g=1,50$	IIb
ACERO	Tablero	B 500 S	Intenso	$\gamma_q=1,15$	
EJECUCION	Permanente Variable	TIPO DE ACCION	NIVEL DE CONTROL	Coeficientes de seguridad (para E.L.U.)	
			Intenso	$\gamma_g=1,00$	$\gamma_g=1,35$
			Intenso	$\gamma_q=1,00$	$\gamma_q=1,50$
El recubrimiento nominal de todas las armaduras será no menor a 35 mm.					



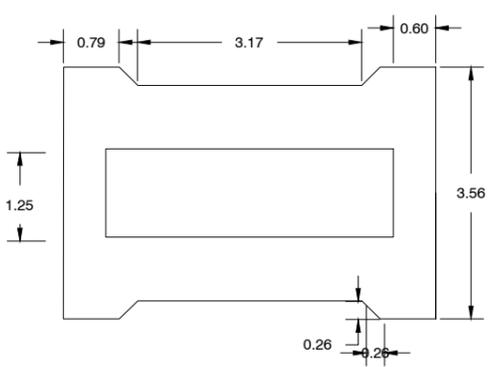
Sección superior	
Pila 1	H=39,26
Pila 2	H=49,18



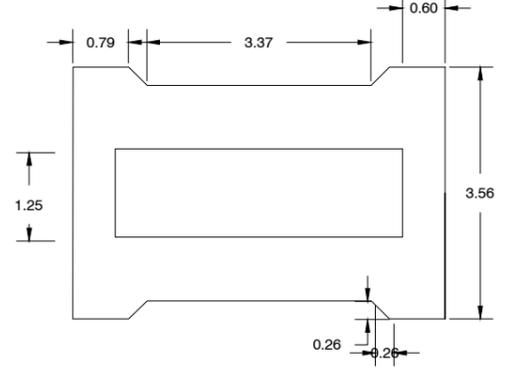
Sección superior



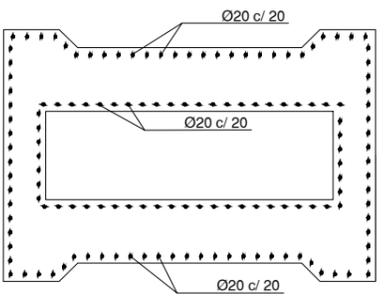
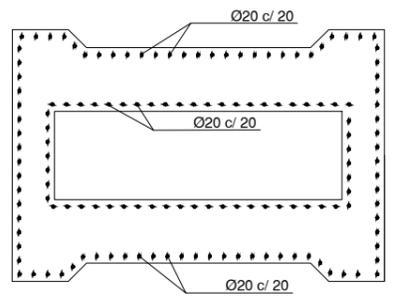
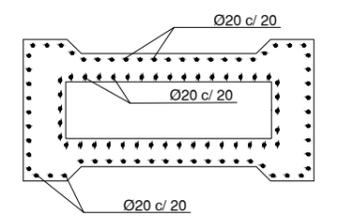
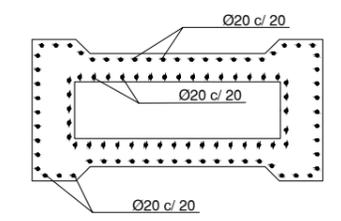
Sección superior



Base pila 1



Base pila 2



CARACTERÍSTICAS SEGÚN EHE-08

MATERIAL	LOCALIZACION	DESIGNACION	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	AMBIENTE
HORMIGÓN	Pilas 1 y 2	HA-30/B/20/1lb	Intenso	$\gamma_G=1,50$	Ib
ACERO	Pilas 1 y 2	B 500 S	Intenso	$\gamma_Q=1,15$	
EJECUCION	Permanente Variable	TIPO DE ACCION	NIVEL DE CONTROL	Coeficientes de seguridad (para E.L.U.)	
			Intenso	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_Q=1,35$
			Intenso	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_Q=1,50$
El recubrimiento nominal de todas las armaduras será no menor a 35 mm.					



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

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

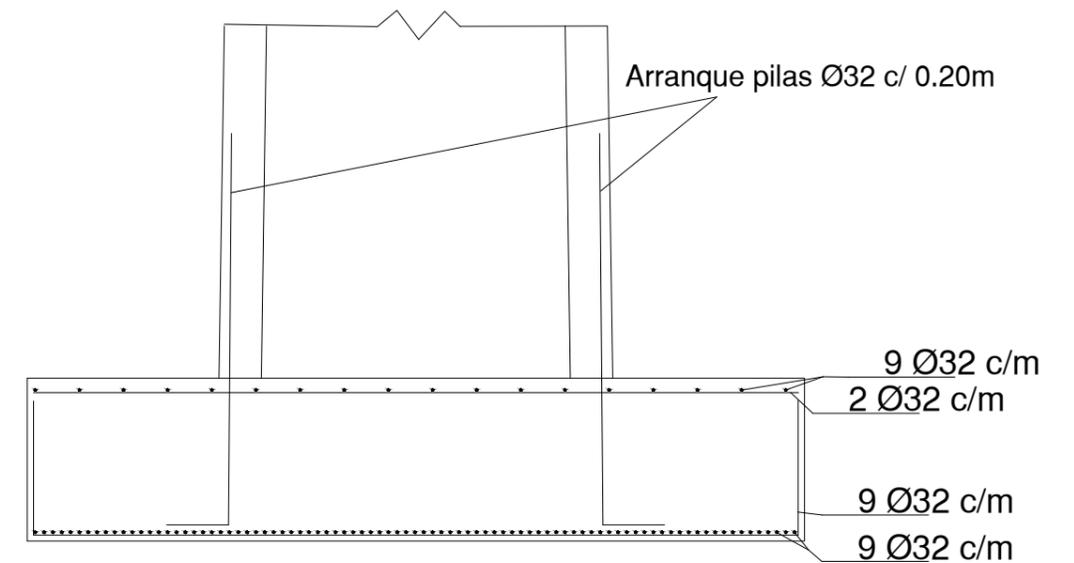
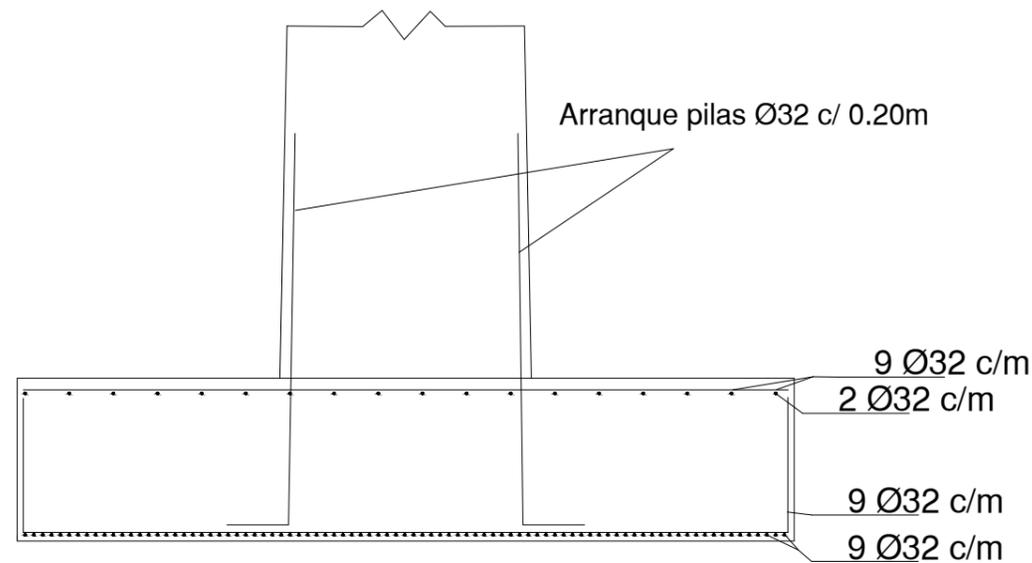
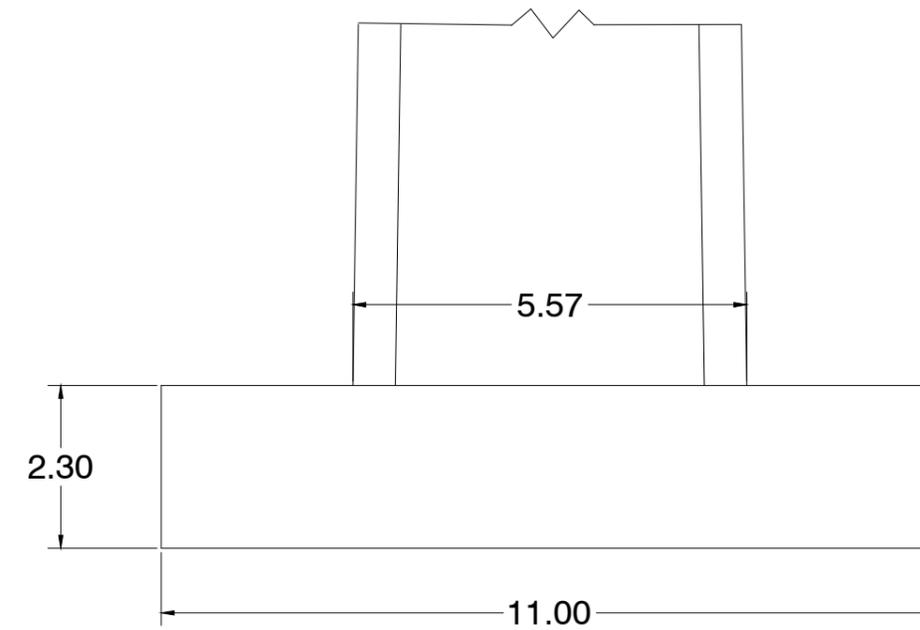
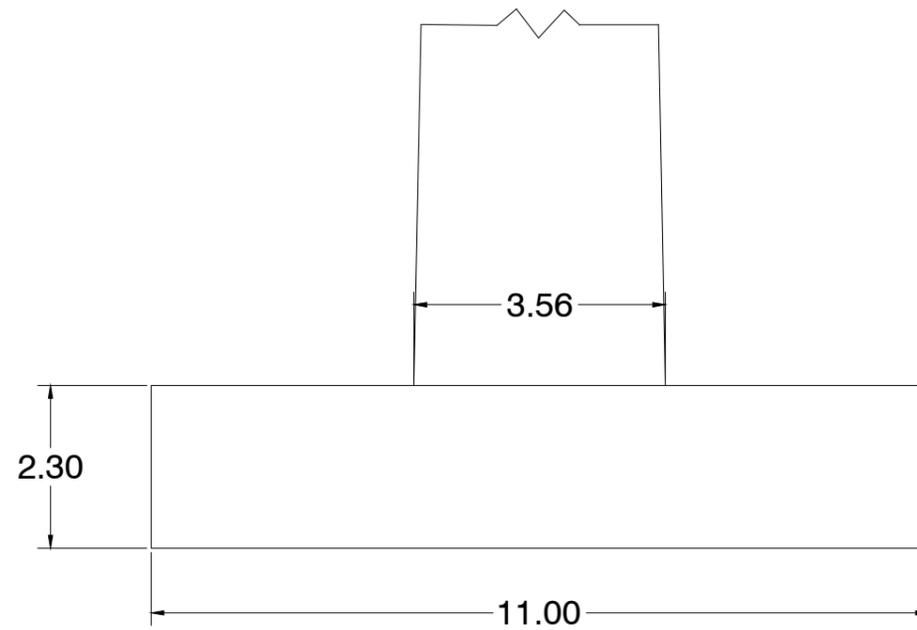
ESCALA:
 1:100 y 1:200

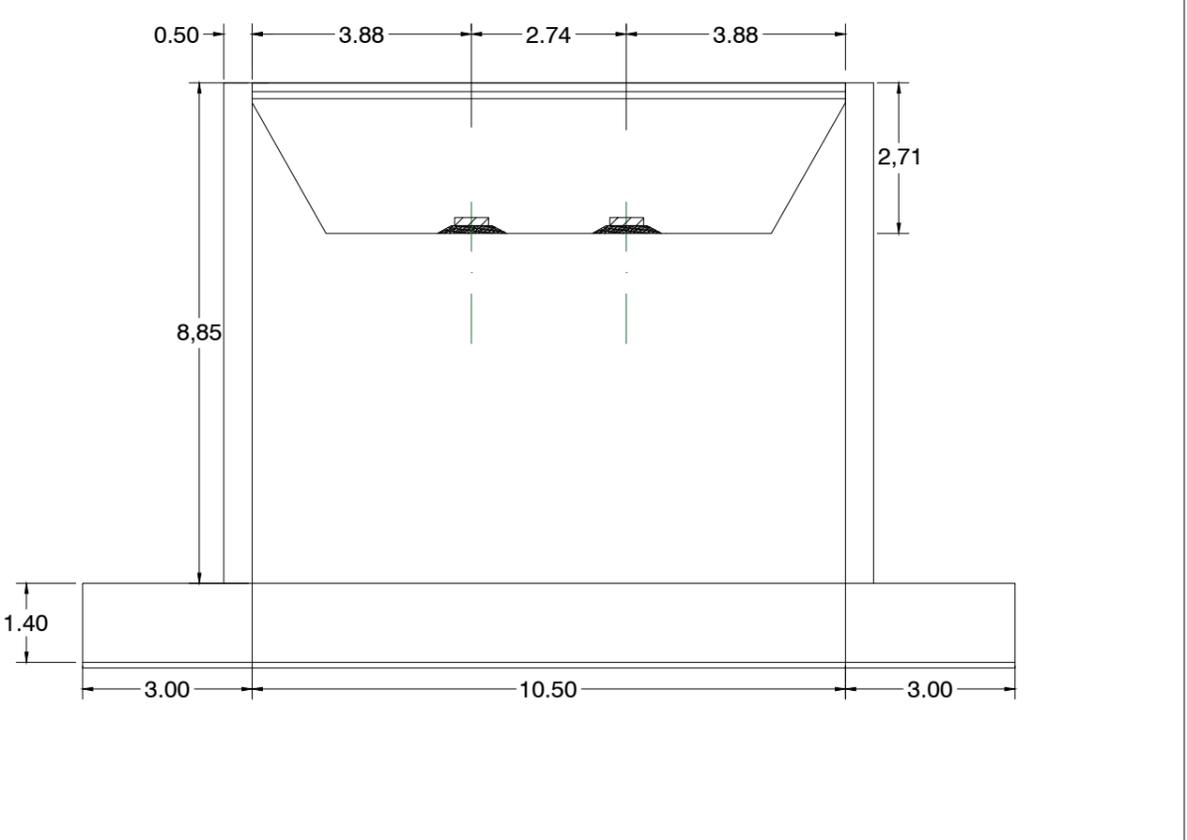
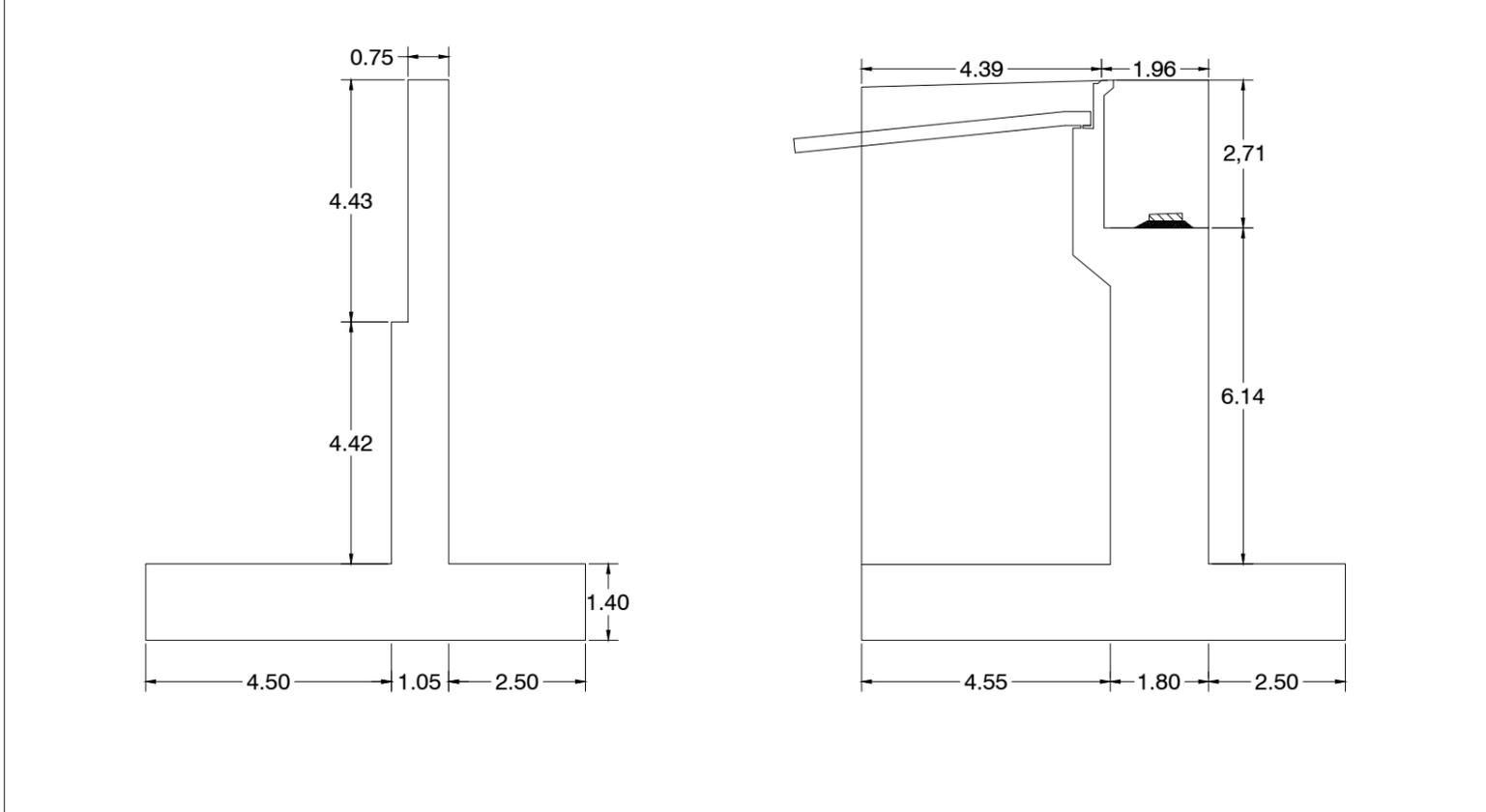
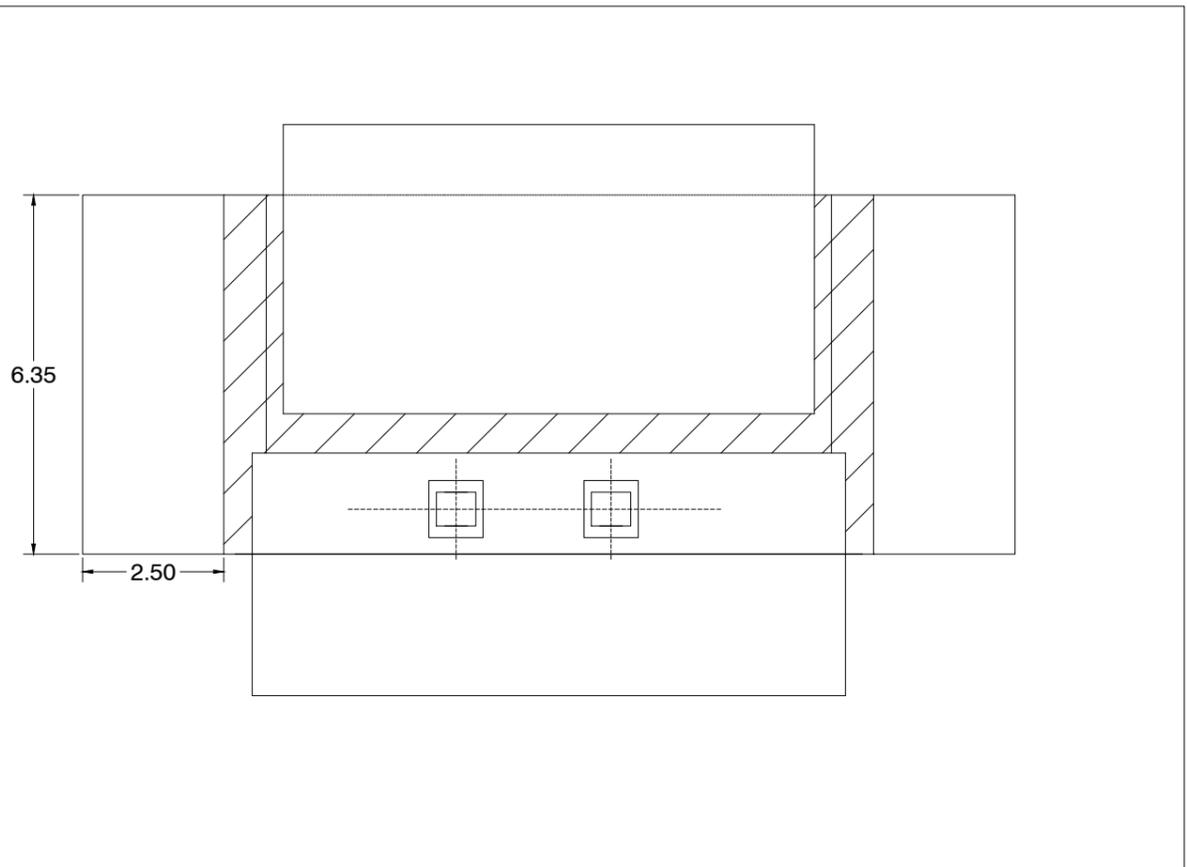
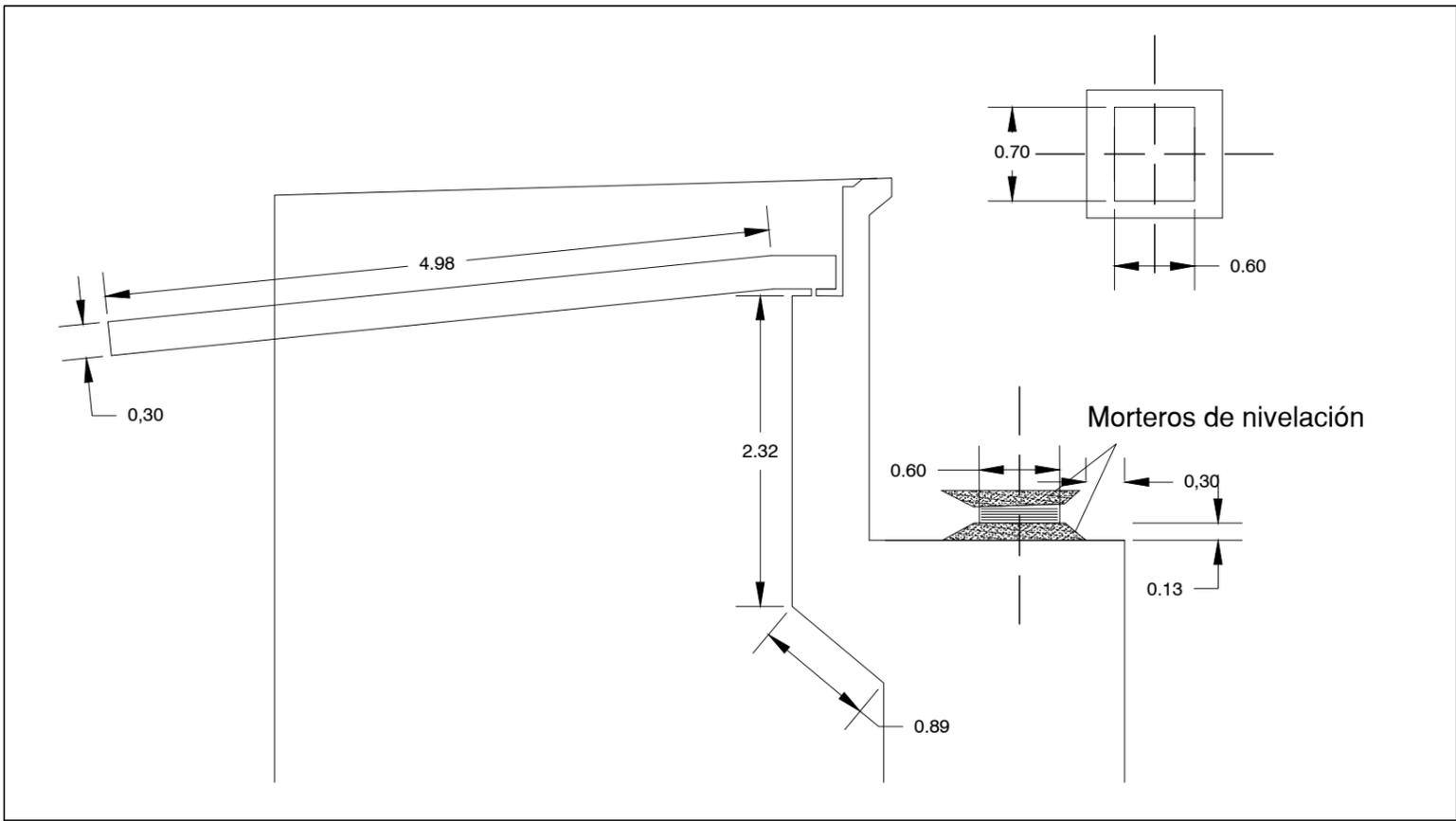
TÍTULO DEL PLANO
 GEOMETRÍA Y ARMADO DE LAS PILAS

Nº DE PLANO
 5.1.3.6.
 HOJA 1 DE 1

C A R A C T E R I S T I C A S S E G Ú N E H E - 0 8

MATERIAL	LOCALIZACION	DESIGNACION	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	AMBIENTE
HORMIGÓN	Zapatas 1 y 2	HA-20/B/20/Qb	Intenso	$\gamma_G=1,50$	Ib
ACERO	Zapatas 1 y 2	B 500 S	Intenso	$\gamma_Q=1,15$	
EJECUCION	Permanente Variable	TIPO DE ACCION	NIVEL DE CONTROL	Coeficientes de seguridad (para E.L.U.)	
			Intenso	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_Q=1,35$
			Intenso	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_Q=1,50$
El recubrimiento nominal de todas las armaduras será no menor a 35 mm.					

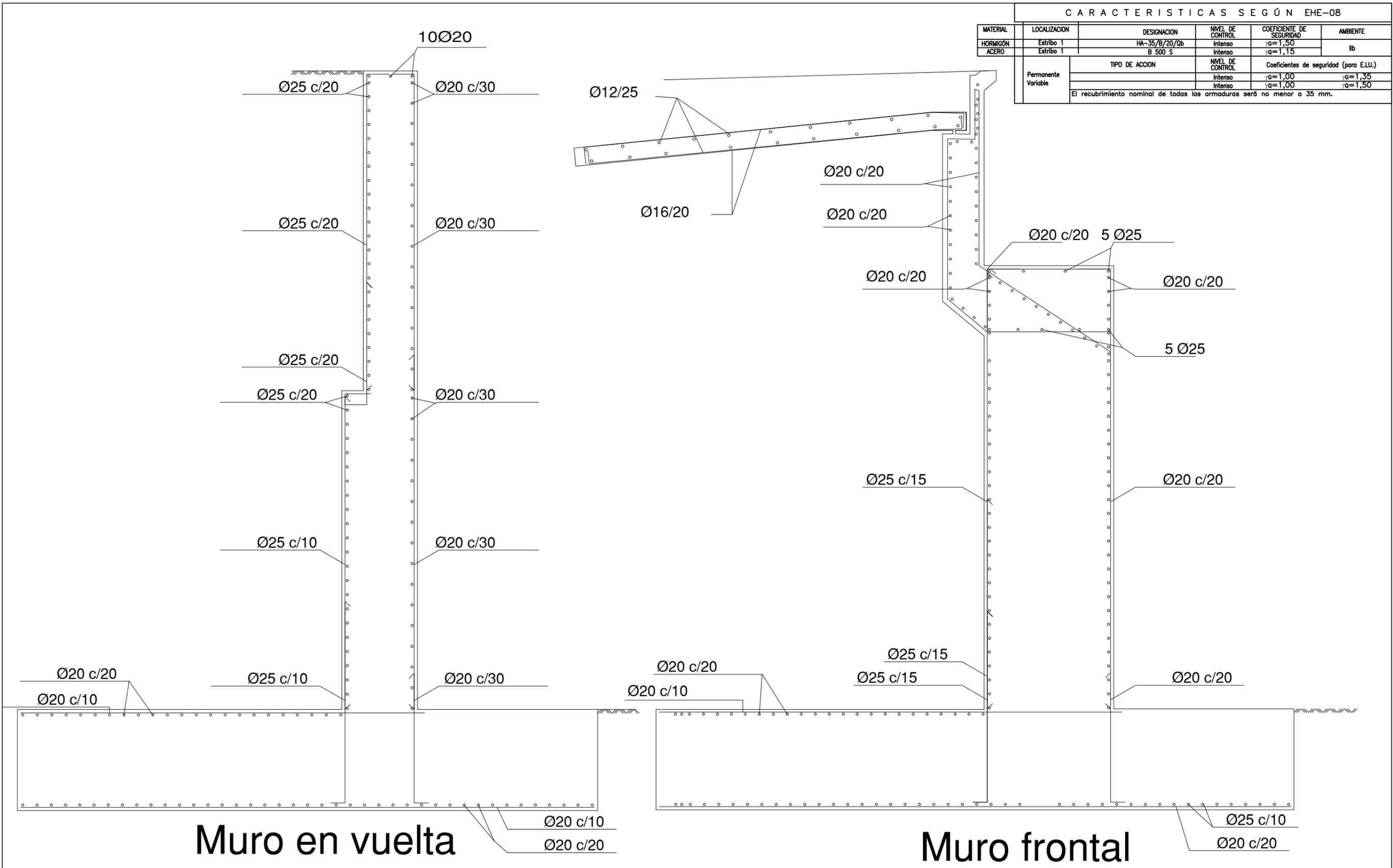




CARACTERÍSTICAS SEGÚN EHE-08

MATERIAL	LOCALIZACION	DESIGNACION	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	AMBIENTE
HORMIGÓN	Estribo 1	HA-35/B/20/Qb	Intenso	$\gamma_c=1,50$	Ib
	Estribo 1	B 500 S	Intenso	$\gamma_q=1,15$	
ACERO	TIPO DE ACCION		NIVEL DE CONTROL	Coeficientes de seguridad (para E.L.U.)	
	Permanente	Variable	Intenso	$\gamma_c=1,00$	$\gamma_c=1,35$
			Intenso	$\gamma_q=1,00$	$\gamma_q=1,50$

El recubrimiento nominal de todas las armaduras será no menor a 35 mm.



Muro en vuelta

Muro frontal



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

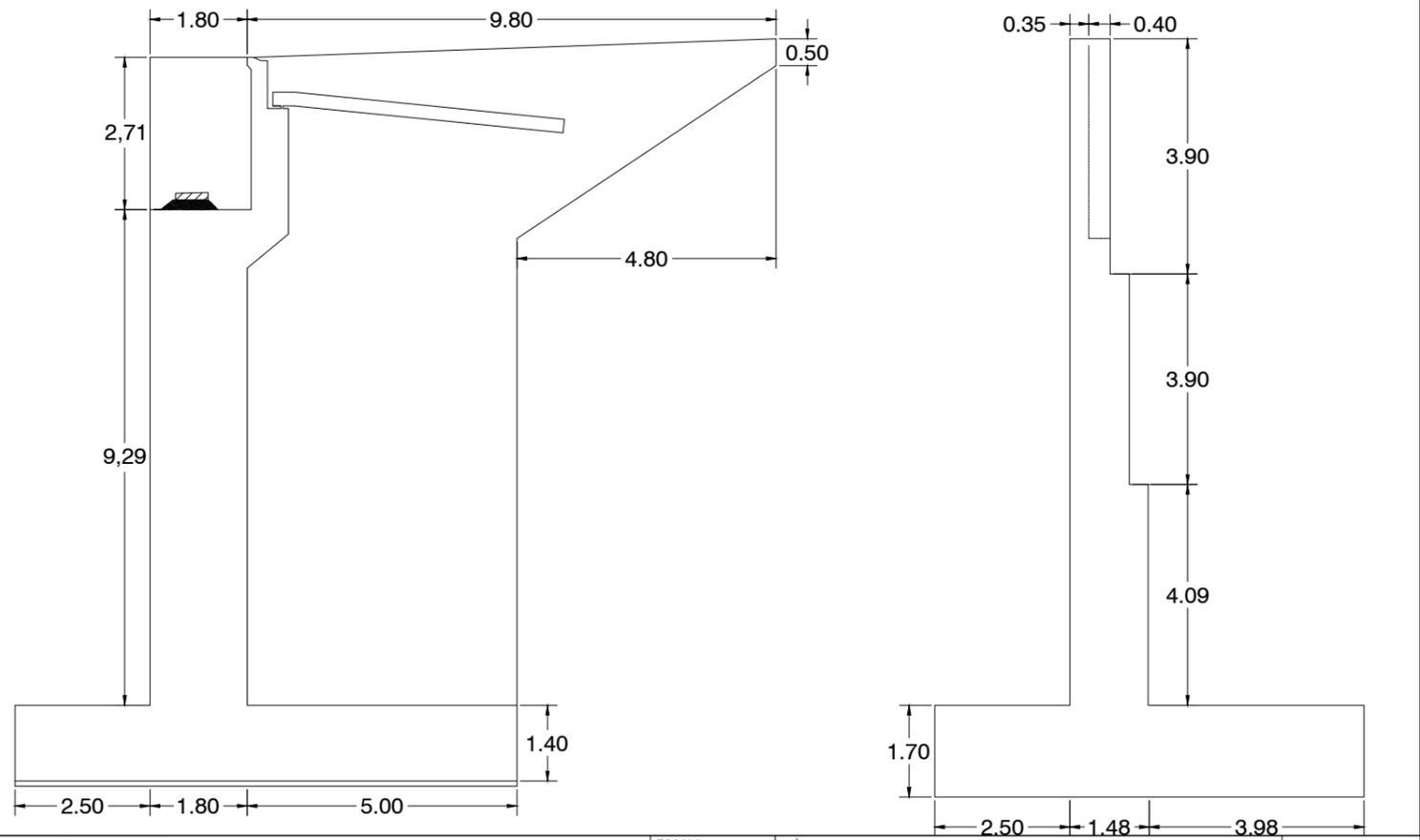
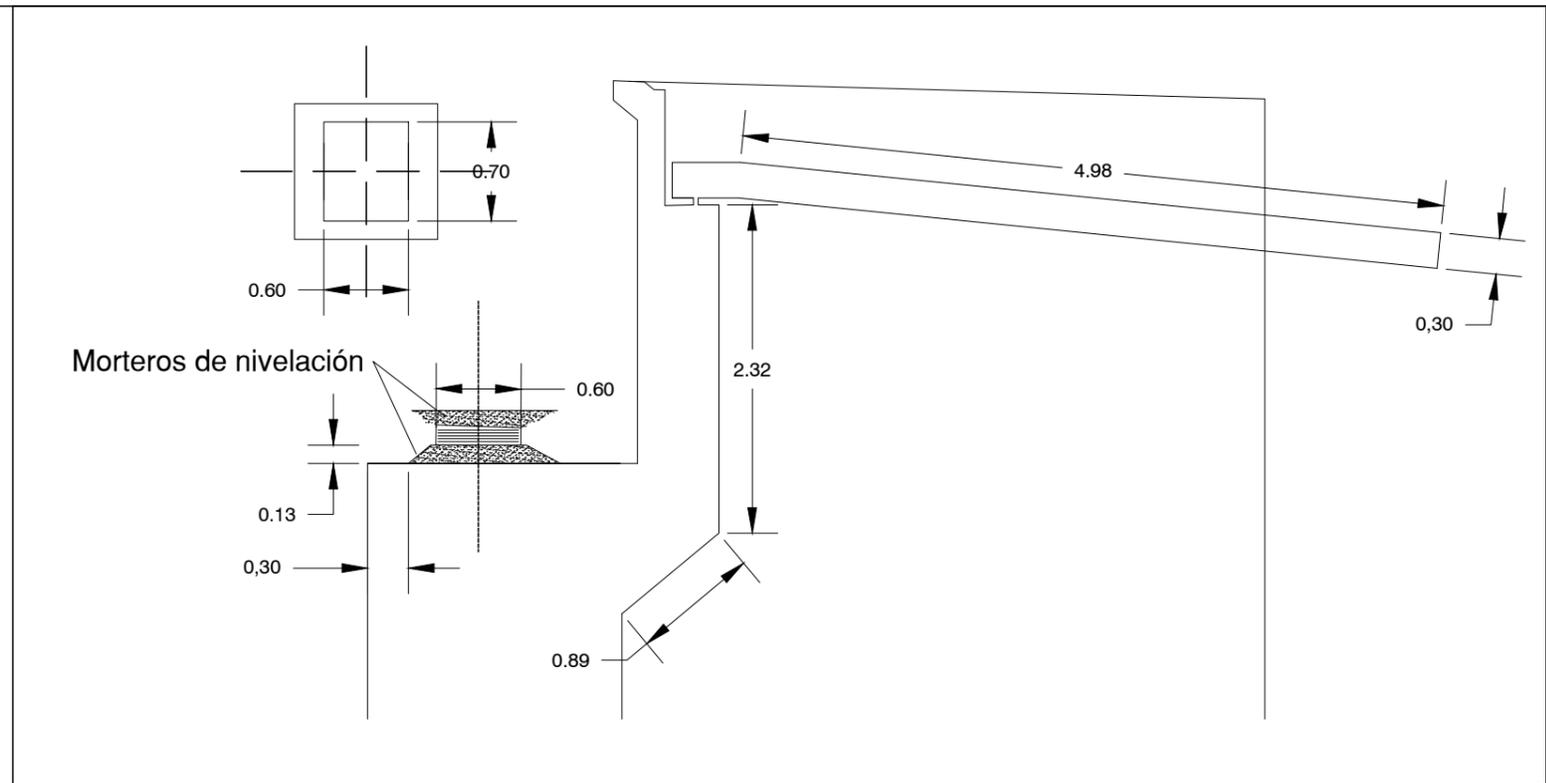
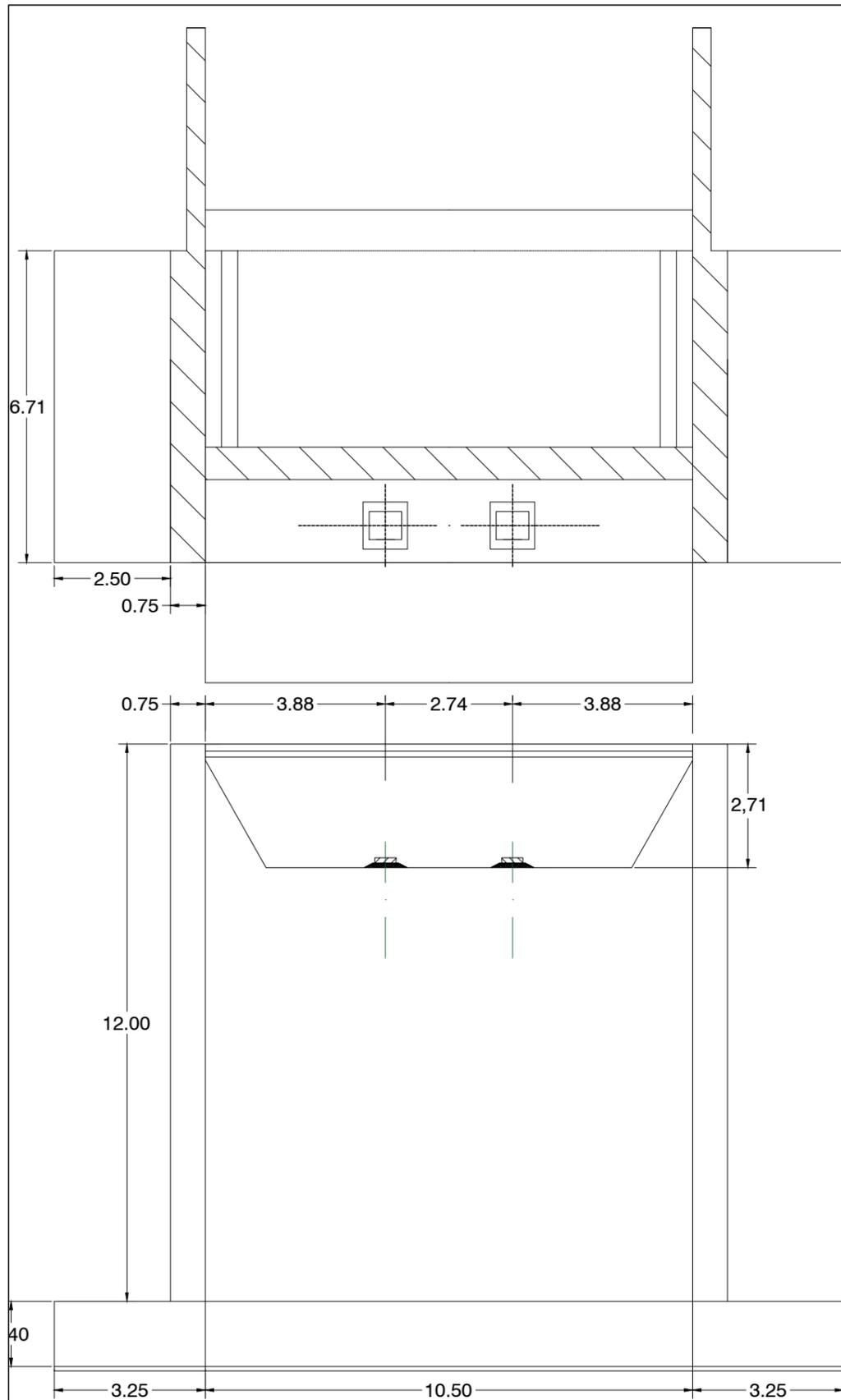
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:75

TÍTULO DEL PLANO
 ARMADO DEL ESTRIBO 1

Nº DE PLANO
 5.1.3.9

HOJA 1 DE 1



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

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:
 1:125 ; 1:50

TÍTULO DEL PLANO
 GEOMETRÍA DEL ESTRIBO 2

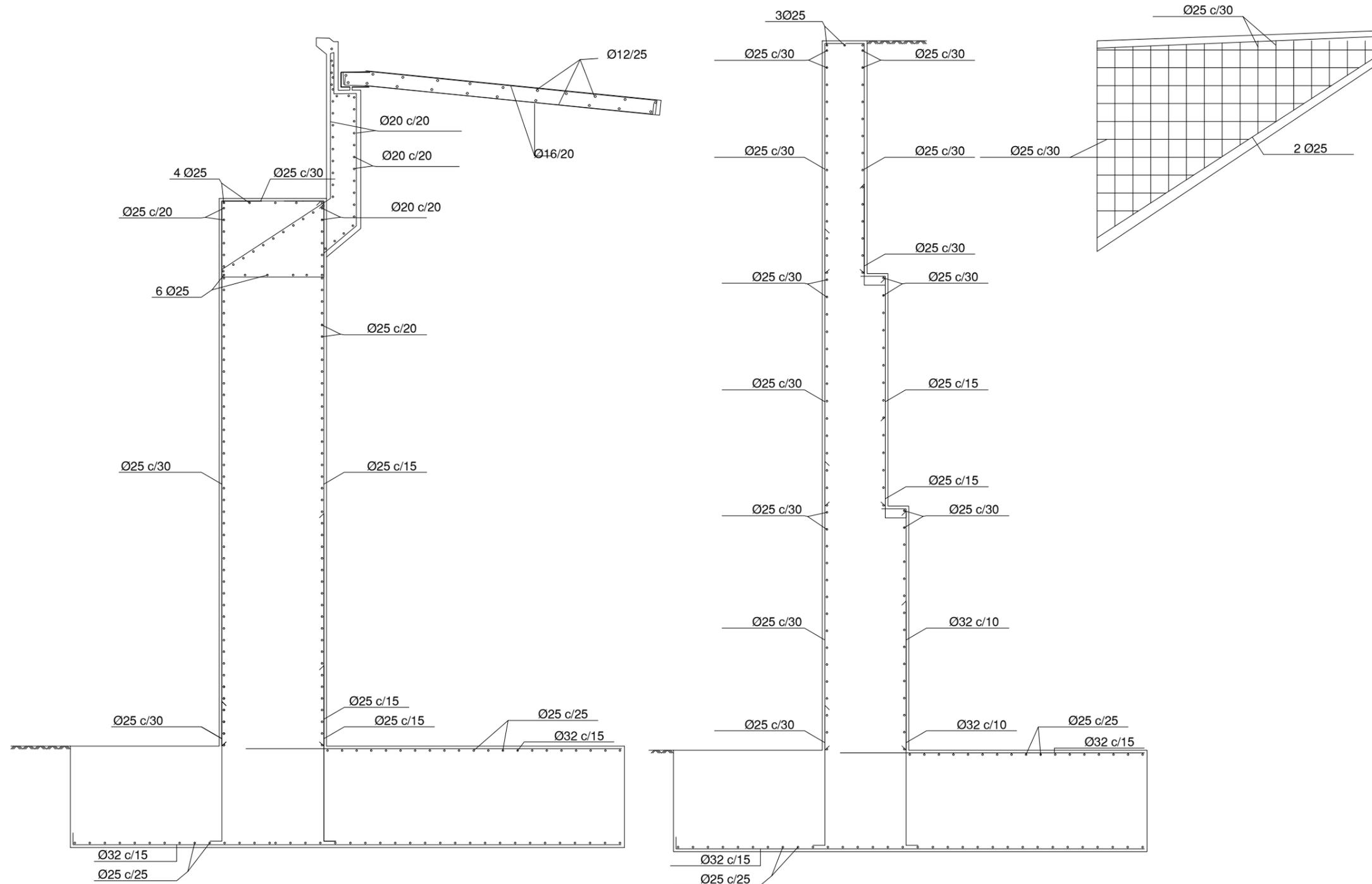
Nº DE PLANO
 5.1.3.10

HOJA 1 DE 1

CARACTERÍSTICAS SEGÚN EHE-08

MATERIAL	LOCALIZACION	DESIGNACION	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	AMBIENTE
HORMIGÓN	Estribo 2	HA-35/B/20/Qb	Intenso	$\gamma_g=1,50$	Ib
ACERO	Estribo 2	B 500 S	Intenso	$\gamma_q=1,15$	
EJECUCION	Permanente Variable	TIPO DE ACCION	NIVEL DE CONTROL	Coeficientes de seguridad (para E.L.U.)	
			Intenso	$\gamma_g=1,00$	$\gamma_g=1,35$
			Intenso	$\gamma_q=1,00$	$\gamma_q=1,50$

El recubrimiento nominal de todas las armaduras será no menor a 35 mm.



CARACTERÍSTICAS SEGÚN EHE-08

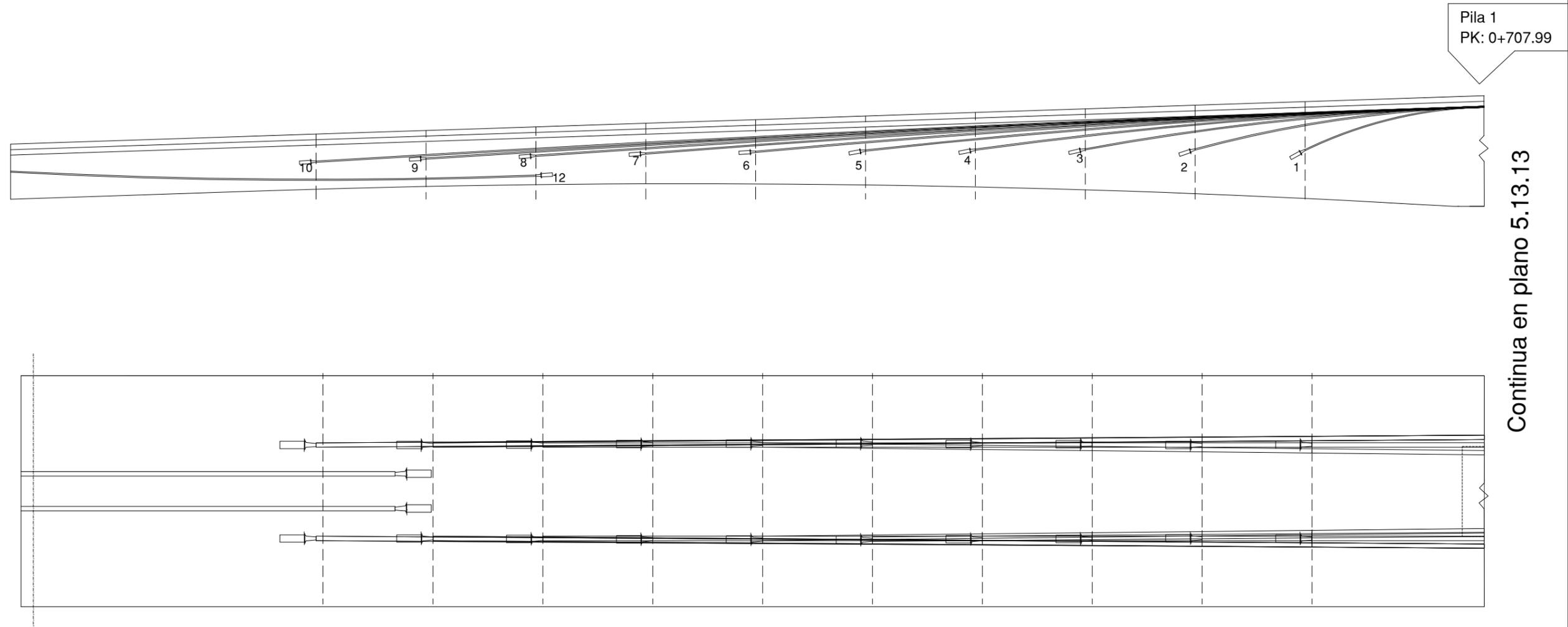
MATERIAL	LOCALIZACION	DESIGNACION	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	AMBIENTE
HORMIGÓN	Tablero	HA-40/B/20/IIb	Intenso	$\gamma_G=1,50$	IIb
ACERO	Tablero	Y-1860-s7	Intenso	$\gamma_Q=1,10$	
EJECUCION	Permanente Variable	TIPO DE ACCION	NIVEL DE CONTROL	Coeficientes de seguridad (para E.L.U.)	
			Intenso	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,35$
			Intenso	$\gamma_Q=1,00$	$\gamma_Q=1,50$
			Intenso	$\gamma_Q=0,9$	$\gamma_Q=1,10$

Trazado de las vainas (y0)= centro de la sección de anclaje y origen de ordenadas (x0)= Placa de anclaje situada a menor PK

Familia	Ecuación
1	$y = -0.0265625 \cdot x^2 + 0.425 \cdot x$
2	$y = -0.00893491 \cdot x^2 + 0.23230769 \cdot x$
3	$y = -0.0041358 \cdot x^2 + 0.14888889 \cdot x$
4	$y = -0.00236295 \cdot x^2 + 0.10869565 \cdot x$
5	$y = -0.0013648 \cdot x^2 + 0.07642857 \cdot x$
6	$y = -0.00084481 \cdot x^2 + 0.05575758 \cdot x$
7	$y = -0.00060942 \cdot x^2 + 0.04631579 \cdot x$
8	$y = -0.0004543 \cdot x^2 + 0.03906977 \cdot x$
9	$y = -0.00035156 \cdot x^2 + 0.03375 \cdot x$
10	$y = -0.000267 \cdot x^2 + 0.02830189 \cdot x$
12	$y = +0.01753233 \cdot x^2 - 0.41025641 \cdot x$

TESADO:

Alargamiento al tesado 5.859 mm/m
Pérdidas instantáneas 10%
Pérdidas diferidas. 20%
Días hasta resistencia necesaria 2 días



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



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

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
GEOMETRÍA DE LOS CABLES DE PRETENSADO

Nº DE PLANO
5.1.3.12

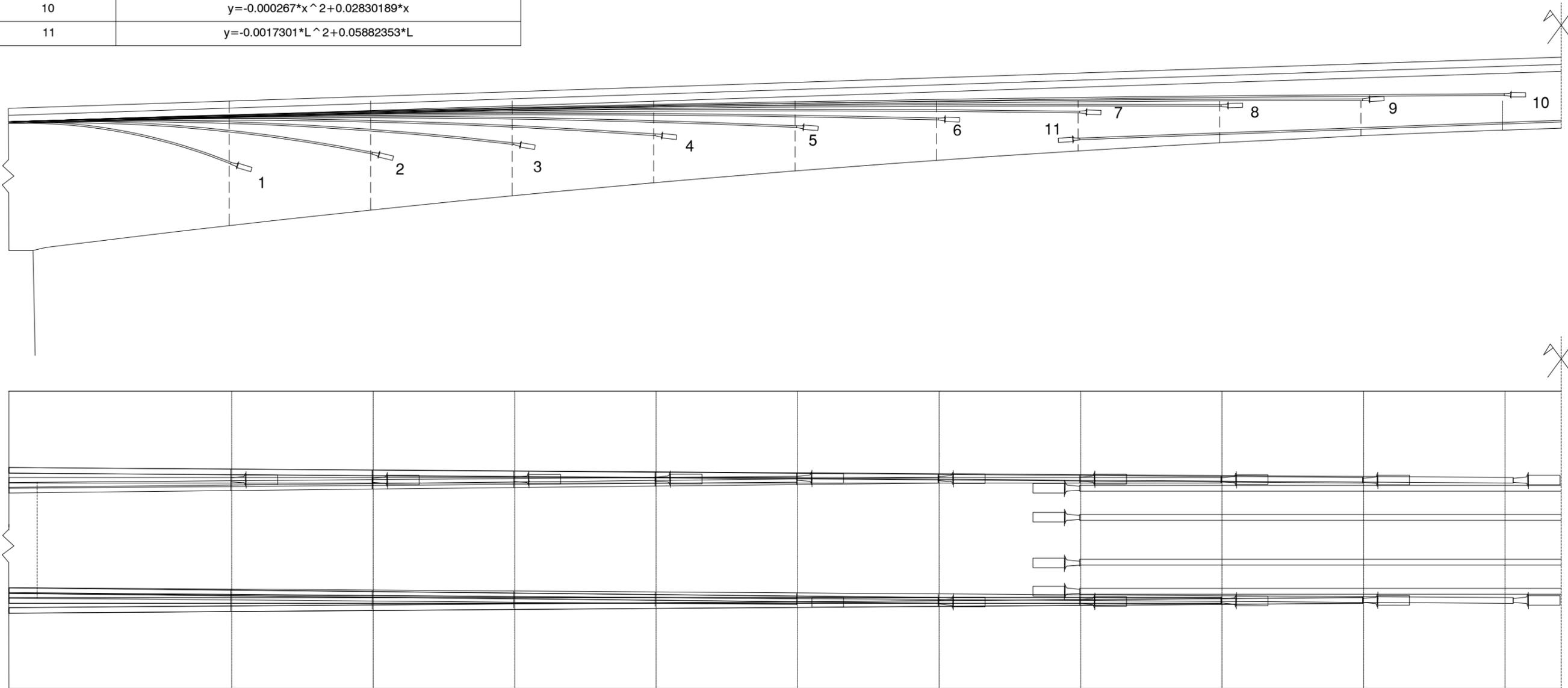
HOJA 1 DE 1

C A R A C T E R I S T I C A S S E G Ú N E H E - 0 8

MATERIAL	LOCALIZACION	DESIGNACION	NIVEL DE CONTROL	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	AMBIENTE
HORMIGÓN	Tablero	HA-40/B/20/IIb	Intenso	$\gamma_G=1,50$	IIb
ACERO	Tablero	Y-1860-s7	Intenso	$\gamma_Q=1,10$	
EJECUCION	Permanente Variable	TIPO DE ACCION	NIVEL DE CONTROL	Coeficientes de seguridad (para E.L.U.)	
			Intenso	$\gamma_G=1,00$	$\gamma_G=1,35$
			Intenso	$\gamma_Q=1,00$	$\gamma_Q=1,50$
			Intenso	$\gamma_Q=0,9$	$\gamma_Q=1,10$

Trazado de las vainas (y0)= centro de la sección de anclaje y origen de ordenadas (x0)= Placa de anclaje situada a menor PK		TESADO: Alargamiento 5.859 mm/m Pérdidas instantáneas 10% Pérdidas diferidas. 20% Días hasta resistencia necesaria: 2 días
Familia	Ecuación	
1	$y = -0.0265625 * x^2 + 0.425 * x$	
2	$y = -0.00893491 * x^2 + 0.23230769 * x$	
3	$y = -0.0041358 * x^2 + 0.14888889 * x$	
4	$y = -0.00236295 * x^2 + 0.10869565 * x$	
5	$y = -0.0013648 * x^2 + 0.07642857 * x$	
6	$y = -0.00084481 * x^2 + 0.05575758 * x$	
7	$y = -0.00060942 * x^2 + 0.04631579 * x$	
8	$y = -0.0004543 * x^2 + 0.03906977 * x$	
9	$y = -0.00035156 * x^2 + 0.03375 * x$	
10	$y = -0.000267 * x^2 + 0.02830189 * x$	
11	$y = -0.0017301 * L^2 + 0.05882353 * L$	

Continua en plano 5.13.13



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



AUTOR DEL PROYECTO
JORGE CATALÁN PÉREZ

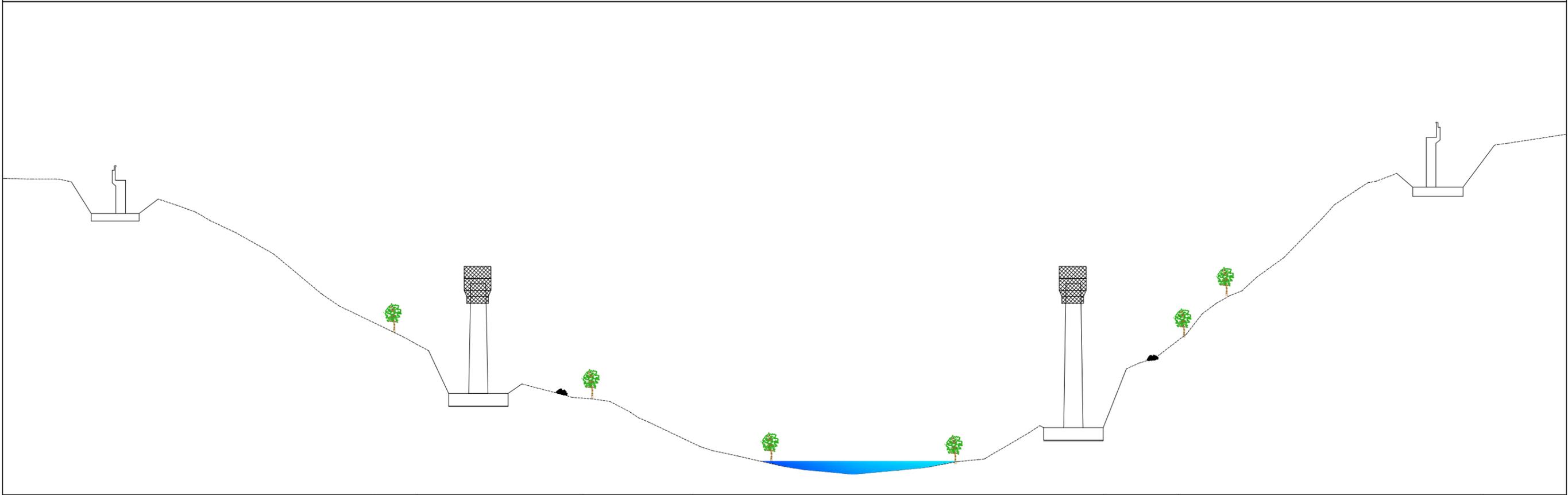
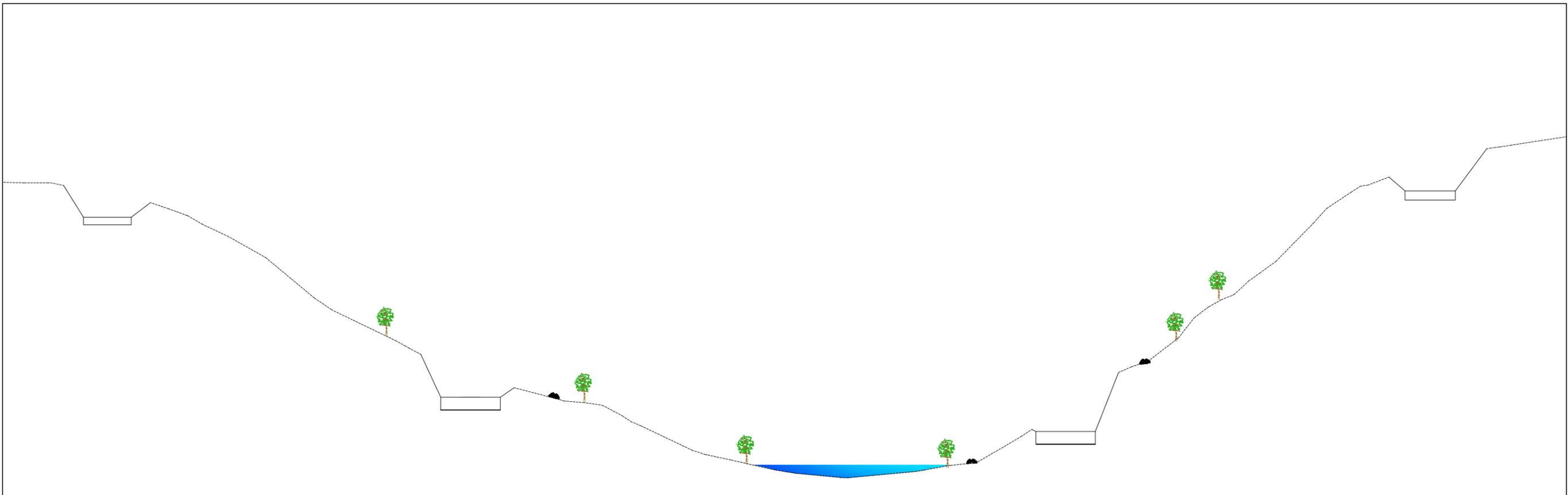
FECHA
JUNIO 2016

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

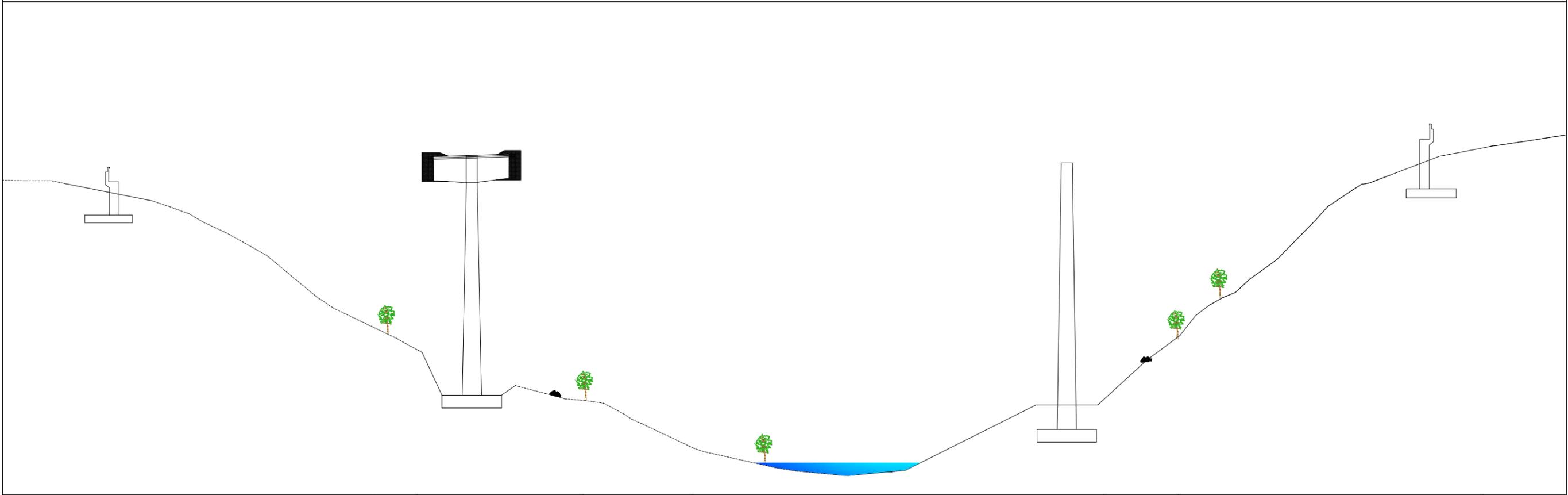
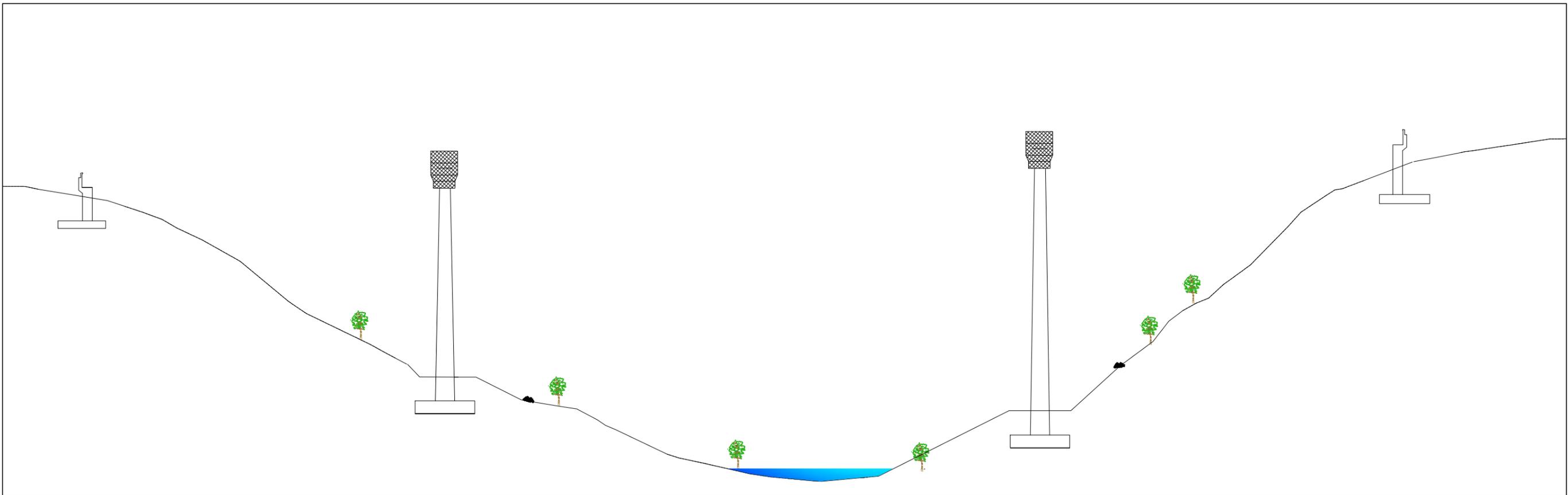
ESCALA:
1:200

TÍTULO DEL PLANO
GEOMETRÍA DE LOS CABLES DE PRETENSADO

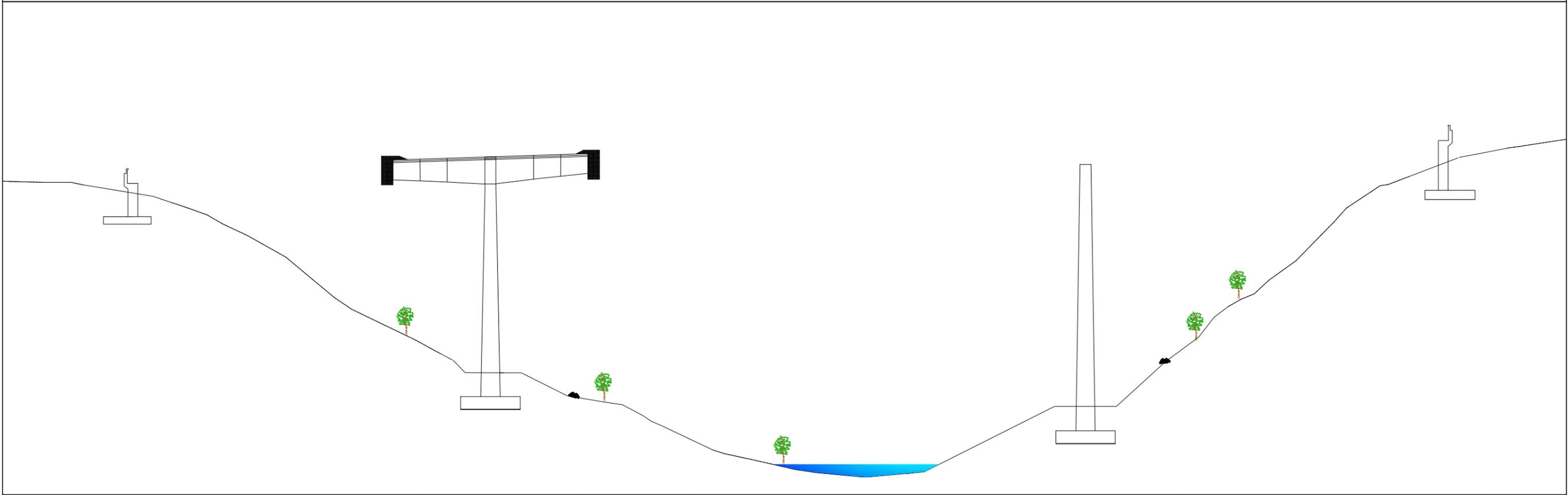
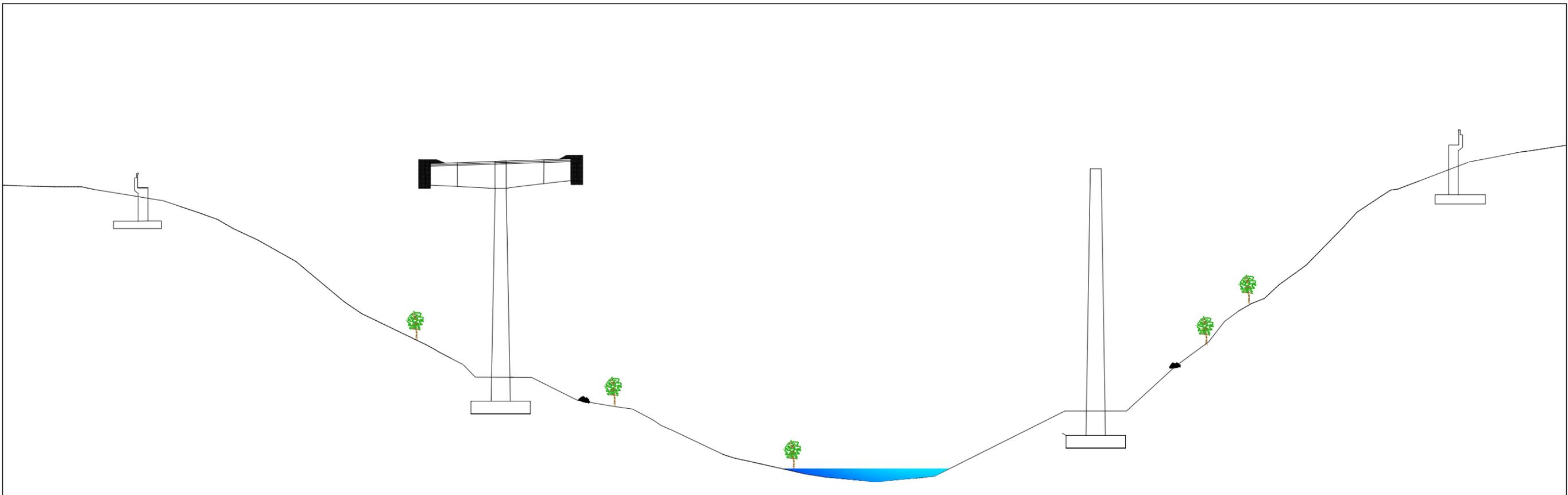
Nº DE PLANO
5.1.3.13
HOJA 1 DE 1



	<p>UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>		<p>AUTOR DEL PROYECTO JORGE CATALÁN PÉREZ</p>	<p>FECHA JUNIO 2016</p>	<p>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</p>	<p>ESCALA: 1:750</p>	<p>TÍTULO DEL PLANO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</p>	<p>Nº DE PLANO 5.1.3.14. HOJA 1 DE 9</p>
--	---	--	--	--------------------------------------	---	-----------------------------------	---	--



 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS	 AUTOR DEL PROYECTO JORGE CATALÁN PÉREZ	FECHA JUNIO 2016	TÍTULO DEL PROYECTO ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR	ESCALA: 1:750	TÍTULO DEL PLANO PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	Nº DE PLANO 5.1.3.15.
						HOJA 2 DE 9



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

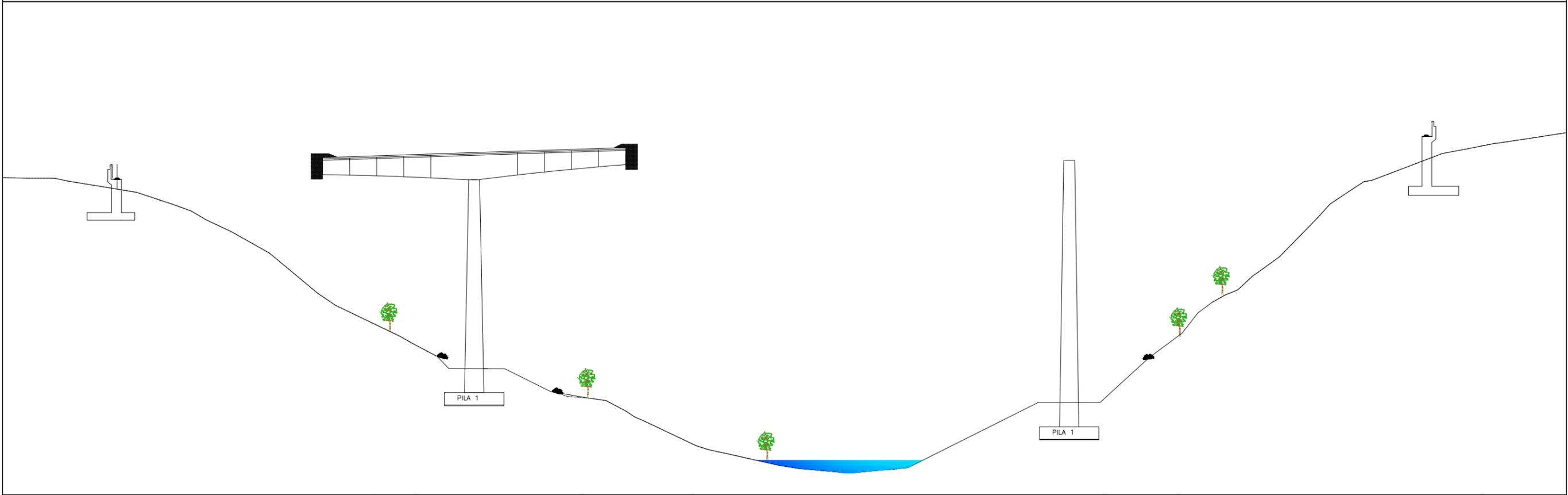
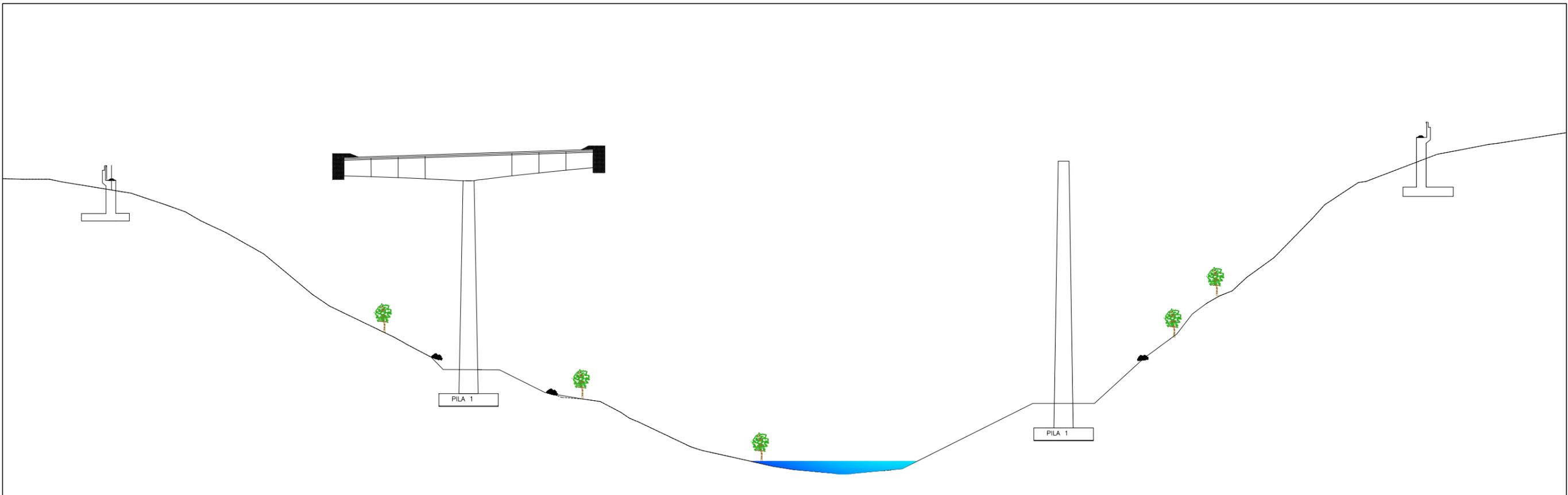
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:750

TÍTULO DEL PLANO
 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO
 5.1.3.16.

HOJA 3 DE 9



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

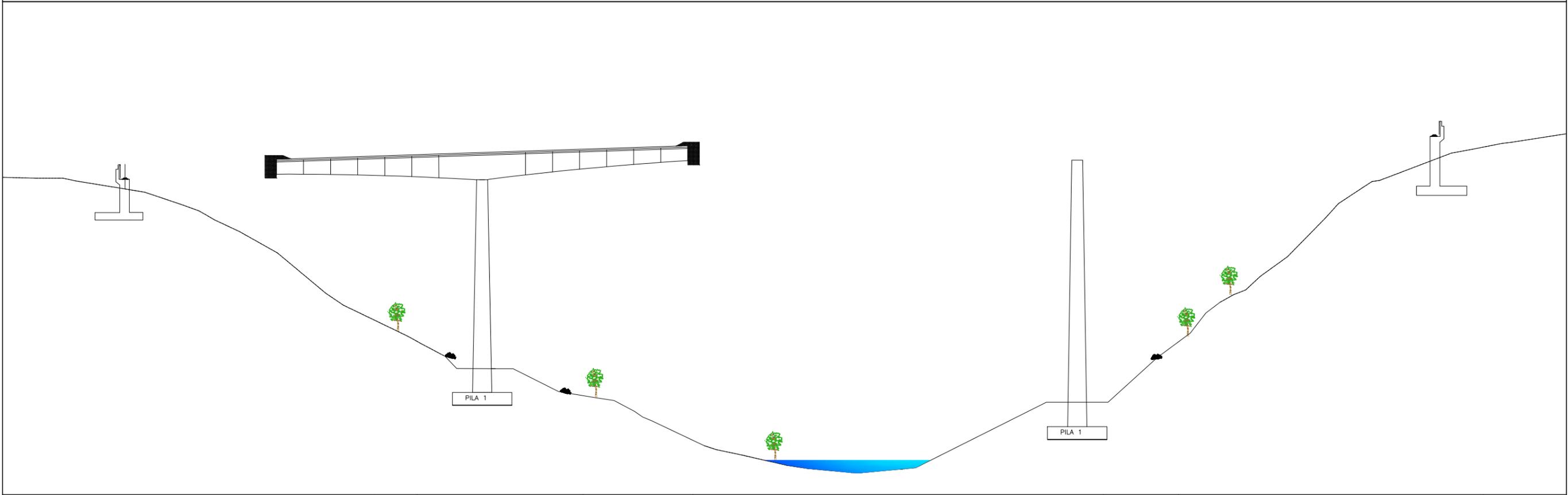
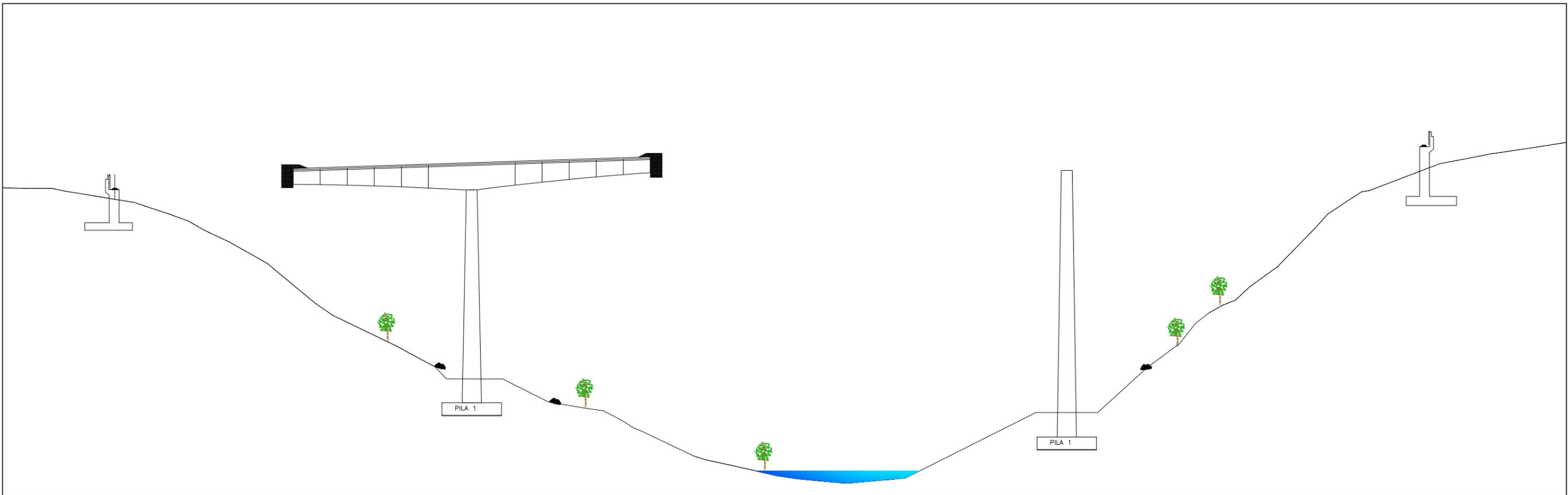
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:750

TÍTULO DEL PLANO
 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO
 5.1.3.17.

HOJA 4 DE 9



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

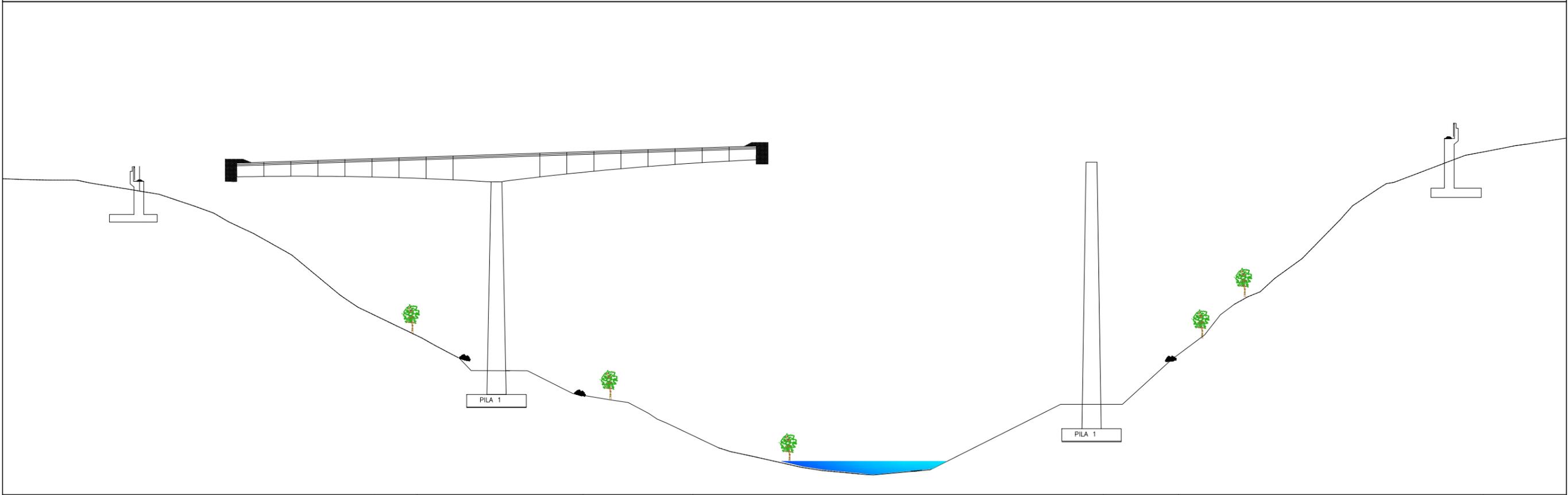
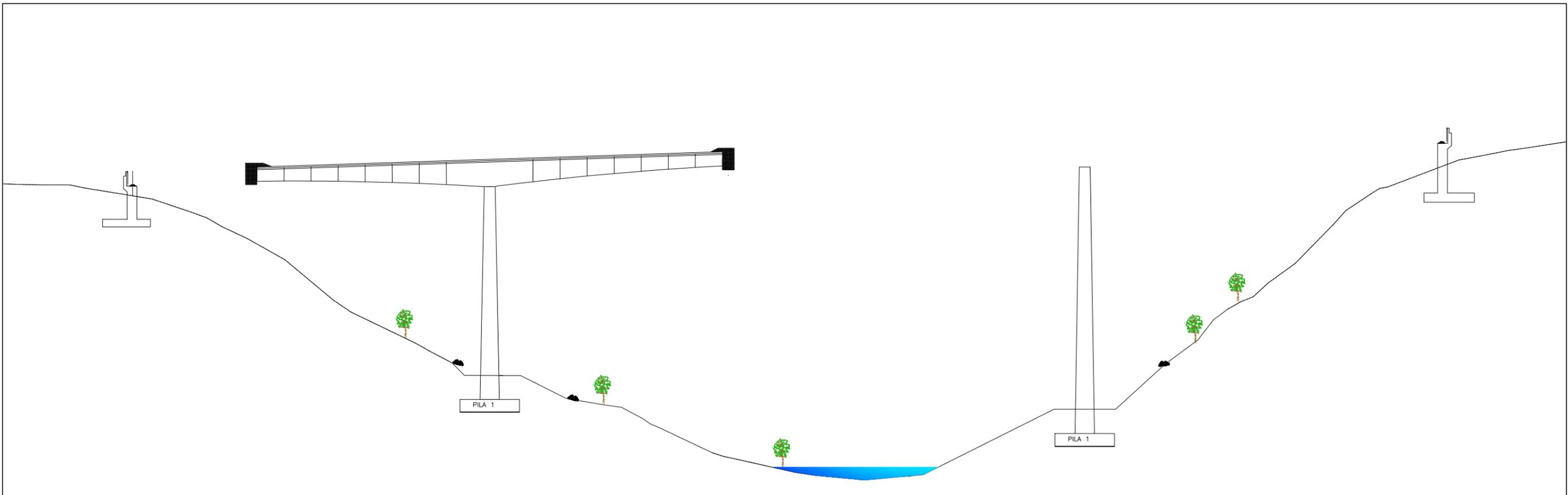
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

ESCALA:
 1:750

TÍTULO DEL PLANO
 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO
 5.1.3.18.

HOJA 5 DE 9



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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

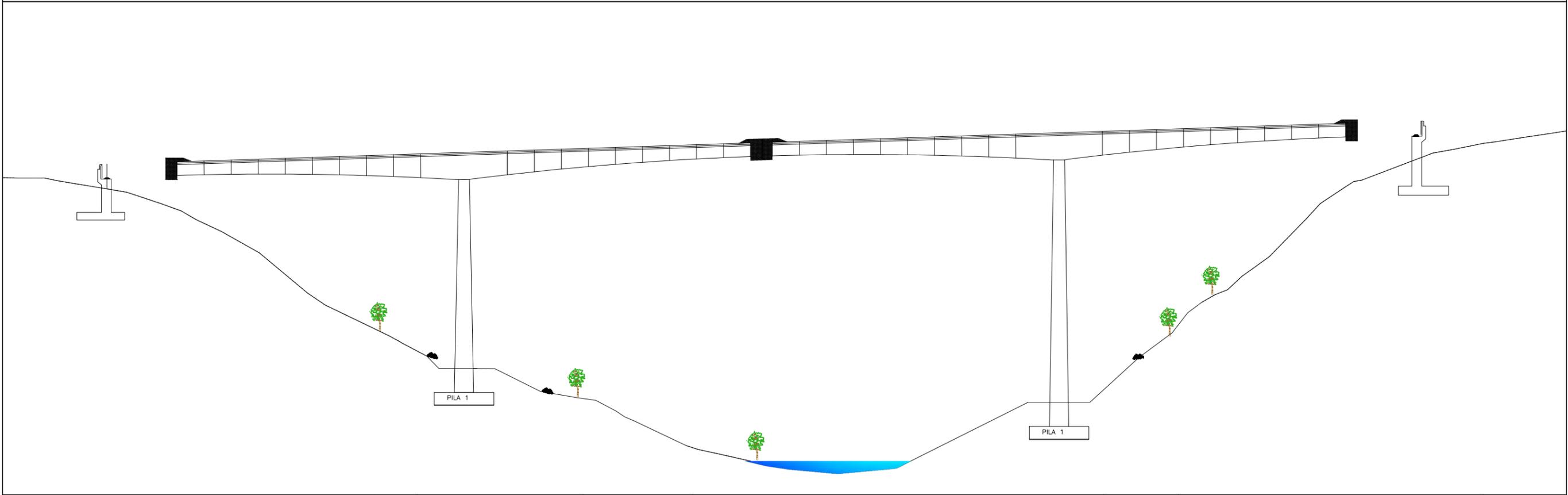
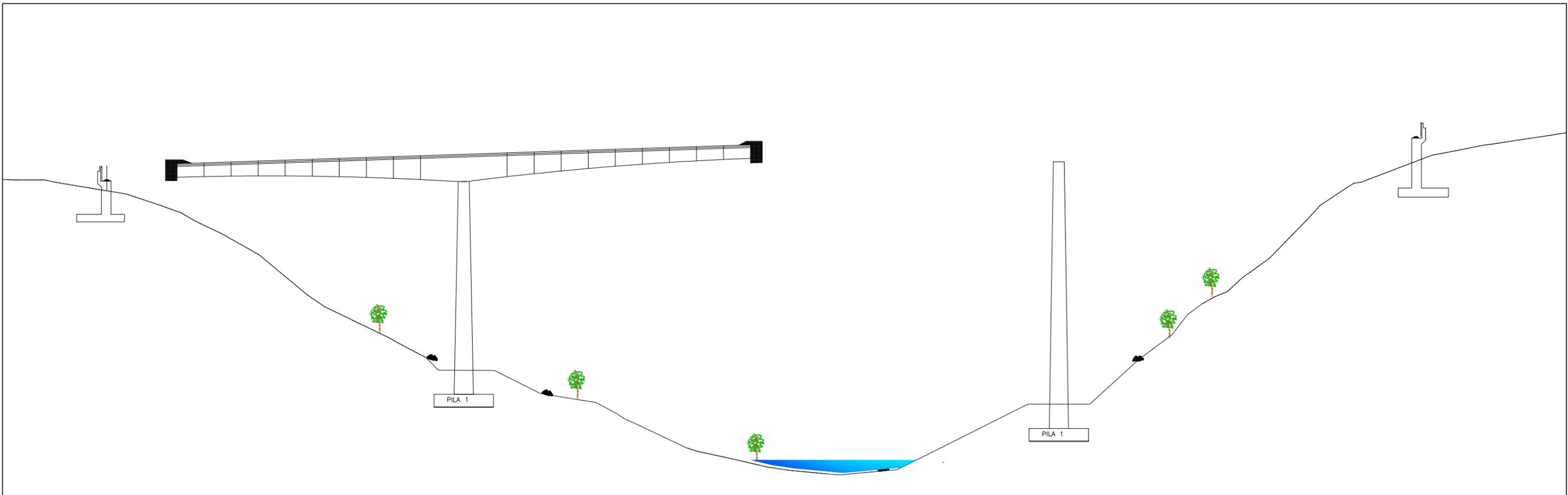
TÍTULO DEL PROYECTO
 ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA
 VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE
 CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA SUR

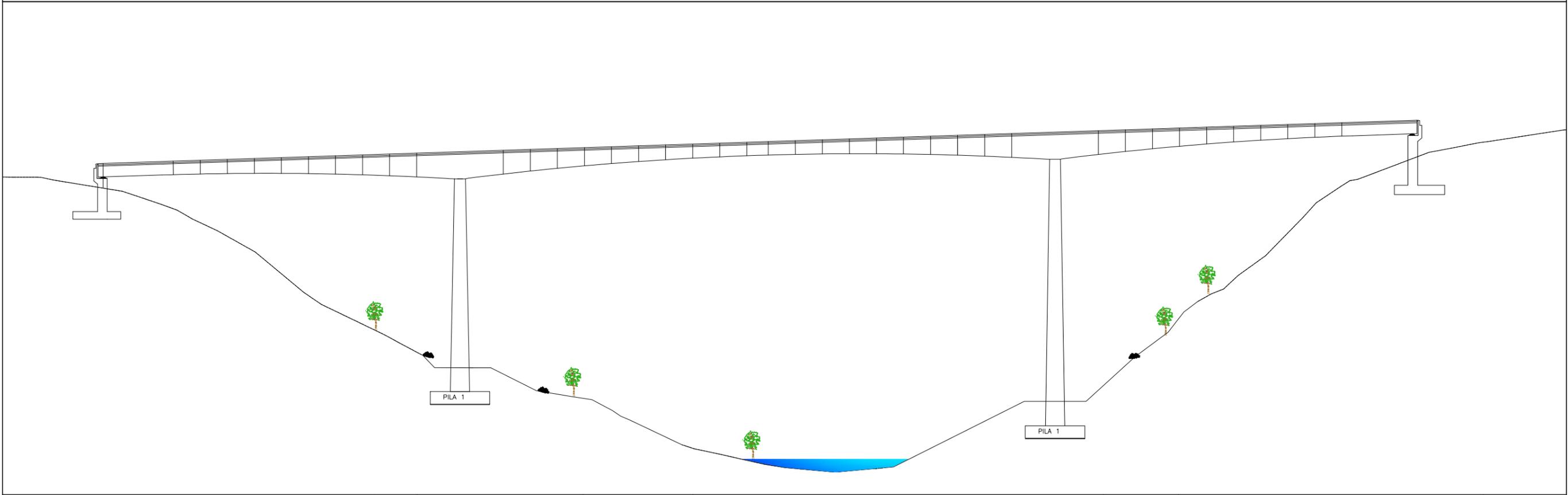
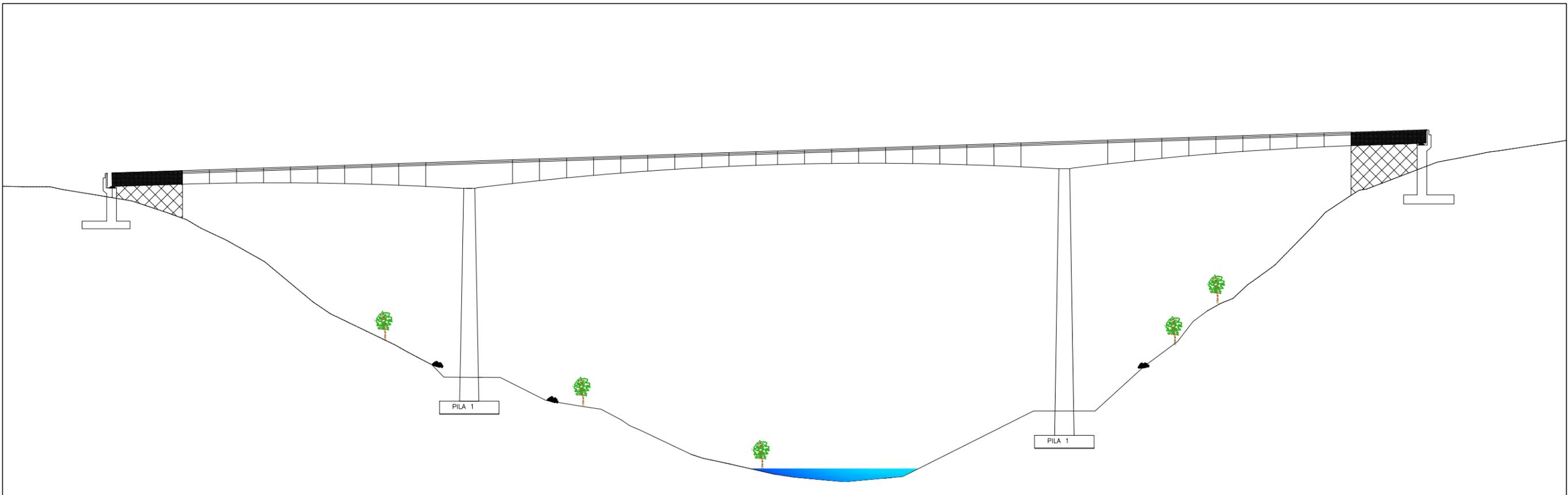
ESCALA:
 1:750

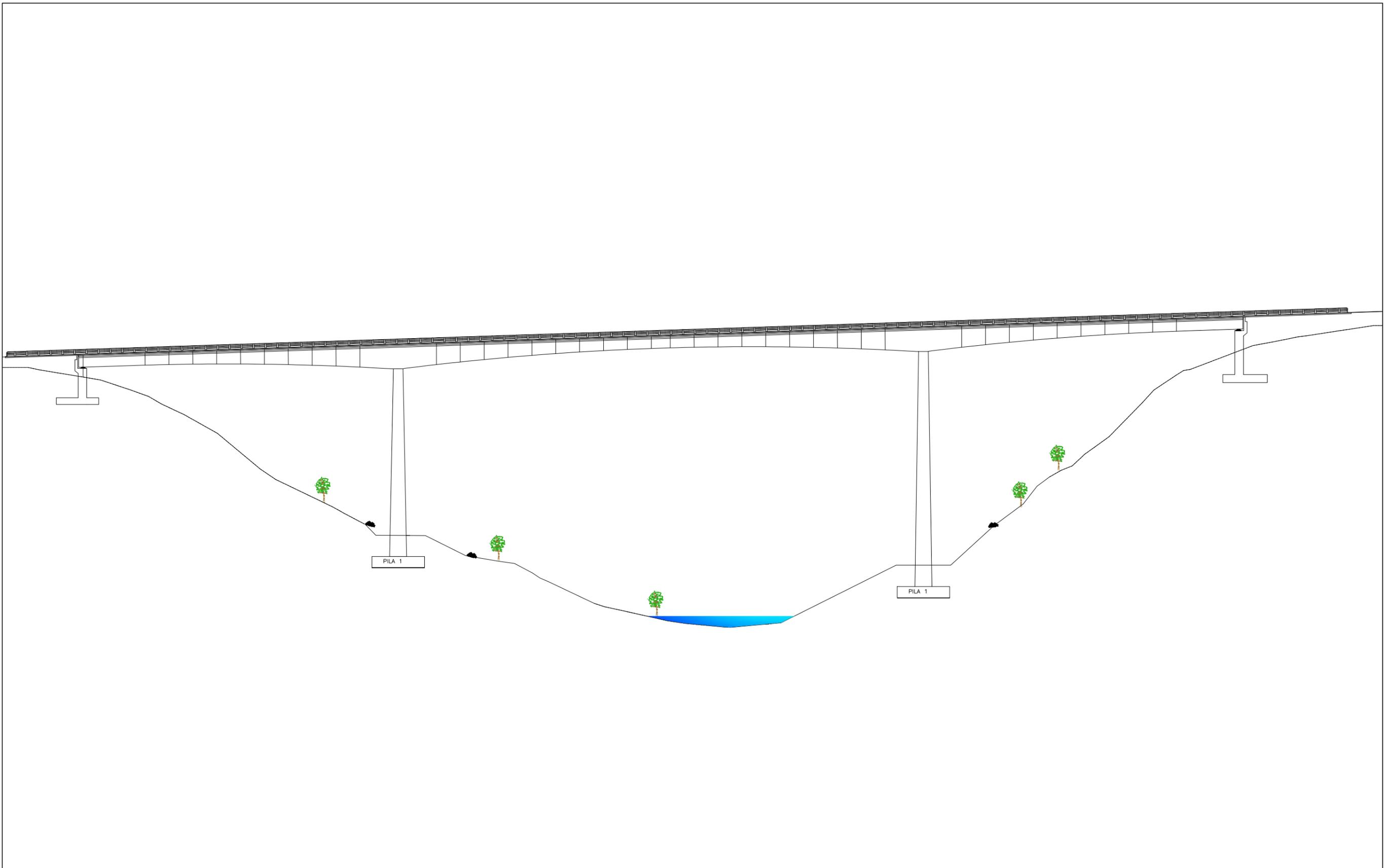
TÍTULO DEL PLANO
 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO
 5.1.3.19.

HOJA 6 DE 9







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



AUTOR DEL PROYECTO
 JORGE CATALÁN PÉREZ

FECHA
 JUNIO 2016

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

ESCALA:
 1:750

TÍTULO DEL PLANO
 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Nº DE PLANO
 5.1.3.22.

HOJA 9 DE 9



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



DOCUMENTO N°4

VALORACIÓN ECONÓMICA

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



ALTERNATIVA SUR

VALORACIÓN DE LAS OBRAS

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

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

Se muestran las mediciones valoradas sobre la alternativa Sur.

Valoración económica						
Código	Naturaleza	Uds.	Resumen	Uds.	Precio Unitario	Importe €
1	Capítulo		MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DEMOLICIONES	1.00	1360156.72	1360156.72
P001	Partida	m ²	Despeje y desbroce del terreno	15889.50	0.58	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	1.98	52435.35
			M3 Excavación de tierra vegetal i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o acopio dentro de la obra, depósito de tierra vegetal en zona adecuada para su reutilización y acondicionamiento y mantenimiento de acopios, formación y mantenimiento de los caballeros y pago de los cánones de ocupación.			
P003	Partida	m ³	Excavación desmonte en todo tipo de terreno incluso en roca	92069.38	5.73	527557.55
			M3 Excavación en desmonte en todo tipo de terreno, incluso en roca con empleo de medios mecánicos, explosivos, i/ agotamiento y drenaje durante la ejecución, saneo de desprendimientos, formación y perfilado de cunetas, carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o al lugar de reutilización dentro de la obra sea cual sea la distancia, perforación del terreno, colocación de explosivos y voladura y limpieza de fondo de excavación. Excepto precorte.			
P005	Partida	m ³	Terraplen de suelo	74403.00	6.67	496268.01
			M3 Relleno de suelo seleccionado procedente de préstamo, yacimiento granular o cantera para la formación de explanada en coronación de terraplén y en el fondo de desmonte i/ canon de cantera, excavación del material, carga y transporte al lugar de empleo, hasta una distancia de 30 km, extendido, humectación, compactación, terminación y refino de la superficie de la coronación.			
P006	Partida	m ³	Rellenos de explanada	40997.00	6.70	274679.90
			M3 Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 15 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			

			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