

**Estudios 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**

**Trabajo Final de Grado**

**Curso 2015/2016**

*Autor: Ignacio Arteaga Ibáñez*

*Tutor: Julián Alcalá González*

*Cotutor: Hugo Coll Carrillo*

*Titulación: Grado en Ingeniería Civil*

# Estudios 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

### Memoria

## Trabajo Final de Grado

### Curso 2015/2016

*Autor: Ignacio Arteaga Ibáñez  
Tutor: Julián Alcalá González  
Cotutor: Hugo Coll Carrillo  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Sandra Fernández Benítez  
Tutor: Julián Alcalá González  
Cotutor: Hugo Coll Carrillo  
Titulación: Grado en Obras Públicas*

*Autor: Carlos Ortega Díaz  
Tutor: Julián Alcalá González  
Cotutor: Hugo Coll Carrillo  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Isabel García Císcar  
Tutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa  
Cotutor: Ana María Pérez Zuriaga  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Alejandro Martín-Loeches Romero  
Tutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa  
Cotutor: Ana María Pérez Zuriaga  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Alba Mascarell Gómez  
Tutor: Eduardo Albentosa Hernández  
Cotutor: Ignacio Andrés Domenech  
Titulación: Grado en Obras Públicas*

*Autor: Sergio Olivas Valera  
Tutor: Ignacio Andrés Domenech  
Cotutor: Eduardo Albentosa Hernández  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Olga Almenar Guiot  
Tutor: Ana María Pérez Zuriaga  
Cotutor: Francisco Javier Camacho Torregrosa  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Antonio Araque Andreu  
Tutor: Inmaculada Romero Gil  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: José Luis Cola Romero  
Tutor: Inmaculada Romero Gil  
Titulación: Grado de Ingeniería Civil*

*Autor: Véronique Valero Cercón  
Tutor: María Elvira Garrido de la Torre  
Titulación: Grado en Obras Públicas*



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	Subtítulo
Arteaga Ibáñez, Ignacio	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Fernández Benítez, Sandra	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Ortega Díaz, Carlos	Alternativa Centro. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente en el Rincón del Calvo.
García Císcar, Isabel	Alternativa Centro. Diseño geométrico y del firme
Martín-Loeches Romero, Alejandro	Alternativa Centro. Análisis del tráfico y de la seguridad vial
Mascarell Gómez, Alba	Alternativa Centro. Estudio hidrológico y de drenaje
Olivas Valera, Sergio	Alternativas Norte y Centro. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
Martínez Gandía, Martín	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
Ortuño Ortuño, Antonio	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural de las subestructuras
Cardona Guerrero, Eduardo	Alternativa Norte. Estudio de soluciones y diseño estructural del puente sobre el barranco del Montú.
Cervera Martínez, Guillem	Alternativa Norte. Diseño geométrico y del firme
Anglés Sancho, Raül	Alternativa Norte. Diseño de los nudos
López de la Torre, Rocío	Alternativa Norte. Estudio hidrológico y de drenaje
España Monedero, Fernando	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del segundo puente sobre el río Chelva.
Catalán Pérez, Jorge	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del primer puente sobre el río Chelva.
Sevilla Fernández, Marcos	Alternativa Sur. Estudio de alternativas y diseño estructural del puente sobre el barranco del Convento.
Martínez Ribes, Sergi	Alternativa Sur. Diseño geométrico y del firme
Pastor Martín, Guillermo	Alternativa Sur. Diseño de los nudos
Sánchez Reimers, Jaime	Alternativa Sur. Estudio hidrológico y de drenaje
Arenas Huerta, María	Alternativa Sur. Estudio hidráulico y de afección a cauces.
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



## **MEMORIA GENERAL**

### **ÍNDICE**

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



## **1. ANTECEDENTES**

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

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 GRADUADO EN INGENIERIA CIVIL o GRADUADO EN OBRAS PÚBLICAS, dependiendo de la titulación cursada por cada alumno.

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

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

### 3. SITUACIÓN ACTUAL

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

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

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

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

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



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

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

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

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

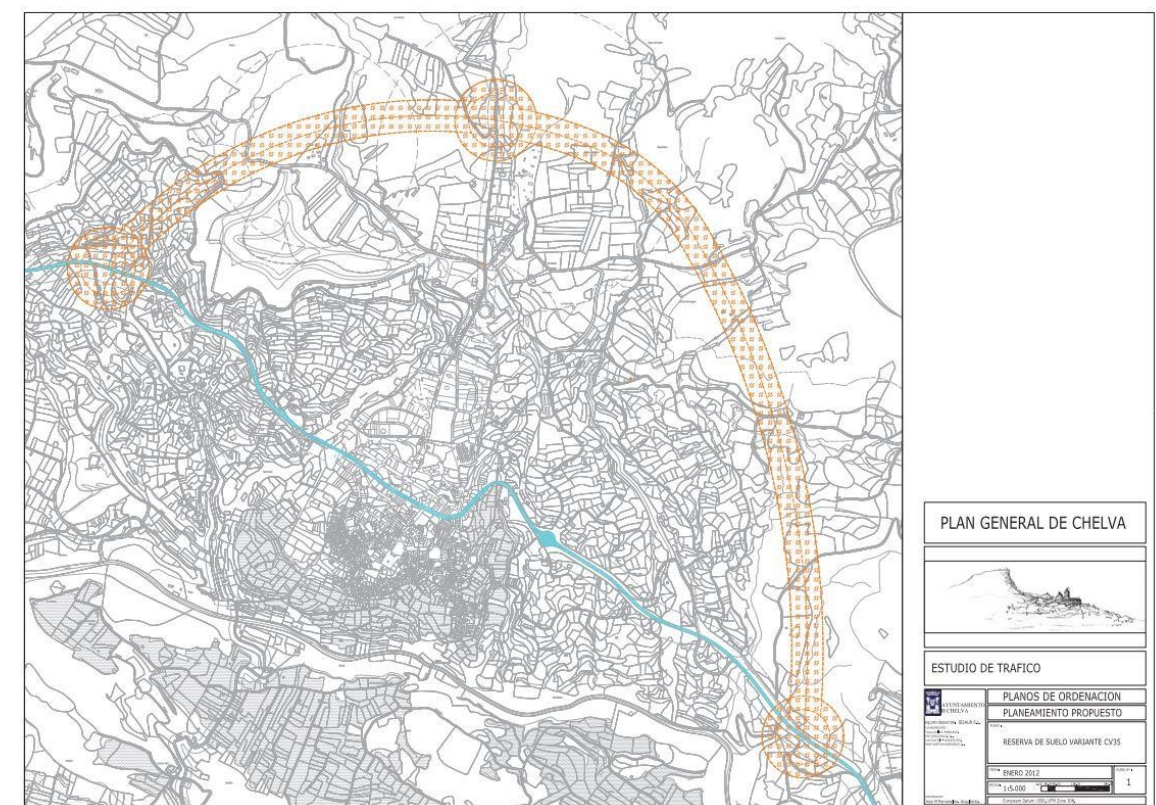


Fig. 2. Trazado inicial de las alternativas planteadas. Elaboración propia.

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

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

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

Los trazados definitivos se muestran en la figura 3.



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

#### 4. EQUIPOS

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

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

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

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

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

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

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





## **5. MÉTODO DE TRABAJO**

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

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

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

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

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

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

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

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

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



## 7. VALORACIÓN ECONÓMICA

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

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

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

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



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**DOCUMENTO 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 CENTRO



### ALUMNOS QUE FORMAN PARTE DE LA 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 afección a cauces

### ALUMNOS QUE REALIZAN **ESTUDIOS GENERALES** INCLUIDOS EN EL DOCUMENTO

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

# 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 CENTRO



Documentos	Alumno
Memoria	Todos
Valoración económica	Todos

Anejo	Alumno
Geología y geotecnia	Valero Cercón, Véronique
Hidrología y drenaje	Mascarell Gómez, Alba
Situación actual	Almenar Guiot, Olga
Tráfico	Martín-Loeches Romero, Alejandro
Diseño geométrico	García Císcar, Isabel
Seguridad vial	Martín-Loeches Romero, Alejandro
Firmes	García Císcar, Isabel
Estructuras. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346	Arteaga Ibáñez, Ignacio
Estructuras. Puente sobre el barranco del Rincón del Calvo	Ortega Díaz, Carlos
Estructuras. Puente sobre el barranco del Montú	Fernández Benítez, Sandra
Estudio hidráulico y de afección a cauces	Olivas Valera, Sergio

Índice de planos	Alumno
1. Localización	
2. Situación actual	Almenar Guiot, Olga
3. Diseño geométrico del tronco principal	García Císcar, Isabel
3.1. Planta general	
3.2. Planta y perfil	
3.3. Secciones tipo	
3.4. Secciones transversales	
4. Estructuras	
4.1. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346	Arteaga Ibáñez, Ignacio
4.2. Puente sobre el barranco del Montú	Fernández Benítez, Sandra
4.3. Puente sobre el barranco del Rincón del Calvo	Ortega Díaz, Carlos
5. Hidráulica	
5.1. Puente sobre el barranco del Remedio	Olivas Valera, Sergio
5.2. Puente sobre el barranco del Montú	
6. Impacto Ambiental	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 CENTRO



## **MEMORIA ALTERNATIVA CENTRO**

### **ÍNDICE**

1. ANTECEDENTES.....	3
2. OBJETO.....	3
3. LOCALIZACIÓN.....	3
4. SITUACIÓN ACTUAL.....	4
4.1. Propuestas de mejora de la travesía .....	4
5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA. ....	4
5.1. Geología y geotecnia. ....	4
5.1.1. Geología .....	4
5.1.2. Geotecnia .....	5
5.2. Hidrología y drenaje.....	6
5.3. Estudio de tráfico. ....	7
5.4. Trazado.....	8
5.5. Estudio de Seguridad Vial.....	9
5.6. Firmes.....	9
5.7. Estructuras.....	10
5.8. Afección a cauces.....	11
6. VALORACIÓN DE LA SOLUCIÓN .....	12
6.1. Valoración económica.....	12
6.2. Presupuesto de ejecución material.....	12







## 1. ANTECEDENTES.

El municipio de Chelva, situado en el interior de la provincia de Valencia, en la comarca de Los Serranos, se ve atravesado por la carretera autonómica CV-35, la cual transcurre desde la ciudad de Valencia hasta la comarca del Rincón de Ademuz.

Esta carretera viene caracterizada por un volumen de tráfico medio con un destacable porcentaje de pesados, lo que genera, a su paso por el municipio de Chelva, numerosos inconvenientes, entre los que cabe destacar la contaminación acústica, la mala funcionalidad y seguridad vial, las afecciones sobre elementos situados en la travesía,...

Por los motivos anteriores viene motivado este estudio para la redacción del Proyecto Básico de la variante a la carretera CV-35 a su paso por Chelva, cuyo objetivo es la eliminación de los inconvenientes anteriormente nombrados.

## 2. OBJETO.

El presente Trabajo Final de Grado *Estudios 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)* consiste en la definición del proyecto constructivo de una variante a la carretera CV-35 a su paso por Chelva, para eliminar o mitigar los problemas que se dan actualmente en dicho tramo.

Estos problemas que se presentan en el tramo son principalmente la disminución de la seguridad vial dentro de la población de Chelva debido a la poca sección de la calzada para el paso de los vehículos pesados procedentes de las instalaciones industriales cercanas al municipio y alrededores, y tiempos de recorrido elevados por la acumulación de pesados.

Ante esta situación y a la vista de una posible expansión de las actividades en dichos polígonos industriales y agrícolas en la zona, se hace necesario el desarrollo del presente trabajo de manera que se mejore la velocidad de desplazamiento y aumente la seguridad vial.

## 3. LOCALIZACIÓN.

Chelva es un municipio de la Comunidad Valenciana, situado en el interior de la provincia de Valencia (Figura 1), concretamente en la comarca de Los Serranos, también conocida como "Alto Turia". Cuenta con una superficie de 190,6 km<sup>2</sup>, linda al norte con los términos de La Yesa, Andilla, Alpuente y Titaguas, al este con Calles, Domeño y Loriguilla, al sur con Loriguilla, Utiel y Requena, al oeste con Benagéber y Tuéjar, todas en la provincia de Valencia.



Figura 1. Localización Chelva



Figura 2. Chelva

Esta alternativa para por una zona próxima al municipio, volteándolo por el Norte, como muestra la Figura 3.



Figura 3. Localización alternativa centro



#### 4. SITUACIÓN ACTUAL.

La carretera CV-35 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 Ademúz ya que tiene como referencia final la comarca del Rincón de Ademúz. Se convierte en travesía entre los PK 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 C. 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 con carácter leve y producidos en las intersecciones cuya causa ha sido, en la mayoría de los casos, una infracción de las normas de la seguridad vial.

##### 4.1. Propuestas de mejora de la travesía

En el tramo de carretera CV-35 a su paso por el municipio de Chelva, se han encontrado una serie de problemas los cuales se pretenden 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 Av/Madereros y C/Mártires, dado que es una 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.

#### 5. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.

##### 5.1. Geología y geotecnia.

A falta de la redacción del Estudio Geológico-Geotécnico correspondiente a este proyecto, se describen los materiales considerados y los datos empleados para la realización del mismo:

##### 5.1.1. Geología

Relación de materiales localizados en el área de estudio, ordenados en orden decreciente de antigüedad:

Triásico. Buntsandstein

- T<sub>B</sub>: Areniscas silíceas, rosadas y blancas, con arcillas micáceas.

Triásico. Muschelkalk

- T<sub>M1</sub>: Dolomías grises y negras con arenisca dolomítica. Calizas dolomíticas.
- T<sub>M2</sub>: Arcillas y margas rojas, amarillas e irisadas, con yesos y anhidrita.
- T<sub>M3</sub>: Dolomías negras con calizas o calizo-dolomías grises y ocreas.

Triásico. Keuper

- T<sub>K</sub>: Margas abigarradas con yesos y sales solubles.
- T<sub>Ky</sub>: Yesos cristalinos con arcillas rojizas y verdosas.

Jurásico. Hettangiense-Pliensbachiense

- J<sub>11-13</sub>: Dolomías vacuolares, calizas con ostrácodos, calizas oquerosas, calizas dolomitizadas, calizas brechoideas, dolomías oquerosas, calizas con oolitos y calizas con sílex y lumaquelas.

Cuaternario

- Q<sub>a</sub>: Depósitos aluviales. Gravas y arenas.



A continuación se detalla la distribución a lo largo de la traza de la carretera Tabla 1:

PK <sub>inicio</sub>	PK <sub>final</sub>	MATERIAL
0+000	0+756,54	T <sub>K</sub>
0+756,54	0+868,77	T <sub>M2</sub>
0+868,77	1+490,35	Q <sub>a</sub>
1+490,35	2+168,05	T <sub>M3</sub>
2+168,05	3+537,95	Q <sub>a</sub>
3+537,95	3+775,82	T <sub>M3</sub>
3+775,82	4+788,57	Q <sub>a</sub>

Tabla 1. Distribución a lo largo de la traza

Otras consideraciones que se debe considerar:

- Zona no sísmica.

### 5.1.2. Geotecnia

#### Estabilidad de taludes

En roca:

- T<sub>M1</sub>
- T<sub>M3</sub>
- J<sub>11-13</sub>

Admiten taludes verticales. Se recomienda saneo y/o sostenimiento según tamaño de bloque.

En suelos:

- T<sub>M2</sub>: 1H:3V hasta 9m.
- T<sub>K</sub>: 1H:3V hasta 8m.
- T<sub>Ky</sub>: 1H:3V hasta 9m.
- Q<sub>a</sub>: 2,5H:1V hasta 3m.

Datos obtenidos mediante el programa informático SLIDE, según los métodos de Bishop y Janbú simplificados. La altura indicada es la máxima que verifica los coeficientes de estabilidad global de los taludes para ambos métodos.

#### Estudios para el cálculo de cimentaciones en suelos:

La siguiente Tabla 2 presenta los valores de la carga de hundimiento, en kPa, de los suelos, obtenidos según el método de Brinch-Hansen para un área eficaz de 1m<sup>2</sup> y distintos planos de cimentación, D.

	Carga de hundimiento, q <sub>h</sub> (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T <sub>k</sub>	2024,8	2534,5	3090,5	3624,2	4147,7
T <sub>m2</sub>	2091,4	2525,2	3001,8	3452,4	3891,2
T <sub>ky</sub>	2050,8	2445,9	2881,0	3289,8	3686,7
Q <sub>a</sub>	210,2	415,4	635,4	856,6	1078,1

Tabla 2. Valores carga de hundimiento

Por último, se indican las tensiones máximas admisibles, en kPa, correspondientes a un factor de seguridad F=3 (Tabla 3).

	Tensión máxima admisible, σ <sub>adm</sub> (kPa)				
	D≤1m	D=2m	D=3m	D=4m	D=5m
T <sub>k</sub>	674,9	844,8	1030,2	1208,1	1382,6
T <sub>m2</sub>	697,1	841,7	1000,6	1150,8	1297,1
T <sub>ky</sub>	683,6	815,3	960,3	1096,6	1228,9
Q <sub>a</sub>	70,1	138,5	211,8	285,5	359,4

Tabla 3. Tensiones máximas admisibles

#### Estudios para el cálculo de cimentaciones en roca:

Aplicando el apartado 4.5.3 de la Guía de cimentaciones en obras de carretera, se han obtenido los siguientes valores de presión admisible (coeficiente de seguridad implícito):

$$T_{M1} = 1,92\text{MPa}$$

$$T_{M3} = 1,55\text{MPa}$$

$$J_{11-13} = 3,5\text{MPa (Torrecilla-La Gitana); } 2,22\text{MPa (El Barco-Norte); } 4,7\text{MPa (Norte final).}$$



## 5.2. Hidrología y drenaje.

El objetivo del estudio hidrológico del drenaje, es principalmente la obtención de los caudales pico de crecida que genera el sistema hidrológico de la zona de estudio para diferentes periodos de retorno. Una vez obtenidos los caudales de crecida se pueden dimensionar las obras de drenaje transversal y longitudinal.

Para poder obtener los caudales de crecida en primer lugar se define el sistema hidrológico, para seguidamente poder caracterizarlo obteniendo sus características hidromorfométricas.

Seguidamente se estima el parámetro de producción de escorrentía. Para la obtención de este parámetro, se definirán los usos del suelo que forman la cubierta de nuestra zona de estudio, esta información la obtendremos del SIOSE. También se definirá la capacidad de uso para el suelo agrícola, suministrada por el COPUT además de la pendiente del terreno. Finalmente para la obtención del umbral de escorrentía se implementará la información obtenida en la tabla del BORM (Boletín Oficial de la región de Murcia).

	$P_0$
IC1	14.16
SC2	10.85
IC3	14.38
SC4	10.31
IC5	9.57
SC6	10.43
IC7	11.72
SC8	10.05
IC9	14.82
SC10	12.14
SC11	13.83
IC12	14.35
SC13	35
SC14	29.5
IC15	35
SC16	15.54

Tabla 4. Cuantiles de Pd máxima anual adoptados para la cuenca

La serie histórica de la pluviometría de la zona se ha obtenido del resultado de completar los registros de dos estaciones de aforos, la cual llamamos Chelva-Tuéjar. A continuación se obtienen los cuantiles de precipitación máxima anual para poder realizar un análisis estadístico de máximos pluviométricos. Para ello se han empleado las distribuciones siguientes ajustadas por máxima verosimilitud. Gumbel, General Extreme Value (GEV),

Two Component Extreme Value (TCEV) y Square Root Exponential Type Distribution of the Maximum (SQRT-ETmax).

PERIODO DE RETORNO	CUANTILES
10	78.372
25	143.811
50	210.775
100	277.382
200	343.73
500	431.272

Tabla 5. Cuantiles de precipitación máxima anual

Para la transformación lluvia-escorrentía, dadas las características de la cuenca, la imposibilidad de calibrar con fiabilidad el modelo hidrológico y los requerimientos de la modelación hidráulica, se ha empleado el método de Témez Modificado. A continuación se han comparado las curvas IDF con la formulación de Témez (1978) y la formulación de Salas (2005), adoptando finalmente las curvas de intensidad-duración y frecuencia IDF de Salas (2005), para calcular los caudales de crecida.

	IC1	SC2	IC3	SC4	IC5	SC6	IC7	SC8	IC9	SC10	SC11	IC12	SC13	SC14	IC15	SC16
10	1.0	3.0	0.2	1.2	0.2	3.3	0.6	4.5	0.4	2.5	0.4	0.3	0.01	0.04	0.01	2.9
25	3.5	9.2	0.7	3.6	0.7	10.0	1.9	13.8	1.3	8.2	1.5	0.9	0.3	0.3	0.2	10.5
50	6.8	17.0	1.4	6.5	1.3	18.2	3.6	25.2	2.4	15.4	2.9	1.8	0.9	0.7	0.5	20.8
100	10.5	25.3	2.1	9.6	1.9	27.0	5.4	37.5	3.8	23.2	4.5	2.7	1.6	1.3	0.9	32.4
200	14.3	33.9	2.9	12.9	2.5	36.1	7.3	50.1	5.2	31.3	6.1	3.8	2.4	1.9	1.4	44.7
500	19.6	45.5	4.0	17.2	3.3	48.3	9.8	67.1	7.1	42.3	8.4	5.1	3.7	2.7	2.0	61.6

Tabla 6. Caudales de crecida

Una vez obtenidos los caudales de crecida se prosigue con el esquema de las inundaciones externas e internas que nos definirán las obras de drenaje longitudinal y transversal que se han de dimensionar. Por una parte se calculan los caudales del sistema hidrológicos vertientes a la carretera, por otra, se calculan los caudales que aporta la plataforma de la propia traza.

A continuación se muestra el esquema de las ODTs y las ODLs.

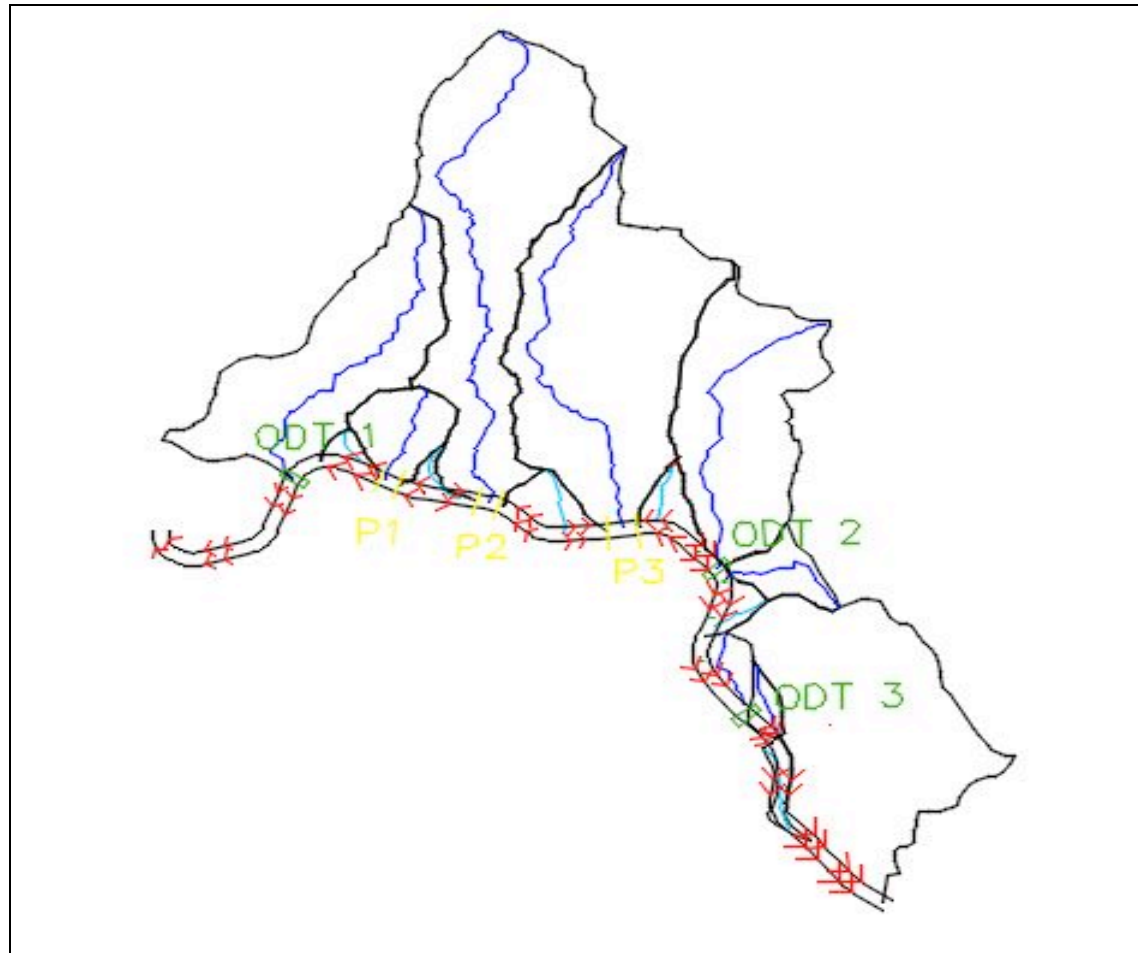


Figura 4: Esquema de drenaje longitudinal y transversal

### 5.3. Estudio de tráfico.

En el anejo correspondiente al análisis del tráfico se pretende estudiar el volumen de vehículos que circulan por el trazado actual de la CV-35 a su paso por el municipio de Chelva y estimar el volumen potencial que soportaría la nueva variante objeto de estudio, para que una vez obtenidos los resultados principales del anejo tales como la IMD que determinará la capacidad y el nivel de servicio de la vía, éstos puedan ser de aplicación en los restantes anejos de este estudio básico.

Para empezar se realizó el estudio del flujo de tráfico actual mediante la toma de datos en aforos manuales. Los datos obtenidos durante una de las visitas a la zona de actuación son puestos en comparación con los proporcionados por una estación afín. Mediante reglas de tres se obtuvo la IMD (intensidad media diaria) en la actualidad, debido a que el aforo manual realizado en un día laborable tuvo una duración de seis horas. Se muestran los resultados a continuación:

$$\begin{aligned} I_{lab,6h,1,aforo} &= 923 \rightarrow IMD_{año,1} = \mathbf{2497 veh/día} \\ I_{lab,6h,1,Estacion.Afin} &= 728 \rightarrow IMD_{año,1,Estacion.Afin} = 1969 veh/día \\ \\ I_{lab,6h,2,aforo} &= 784 \rightarrow IMD_{año,2} = \mathbf{2121 veh/día} \\ I_{lab,6h,ero,2,Estacion.Afin} &= 728 \rightarrow IMD_{año,2,Estacion.Afin} = 1969 veh/día \\ \\ I_{lab,6h,Var} &= 372 \rightarrow IMD_{año,Var} = \mathbf{1007 veh/día} \\ I_{lab,6h,Var,Estacion.Afin} &= 728 \rightarrow IMD_{año,Var,Estacion.Afin} = 1969 veh/día \end{aligned}$$

En la Figura 5 siguiente se adjunta, además, un esquema del tráfico actual que representa el reparto de tráfico para cada sentido entre la variante potencial y la carretera existente:

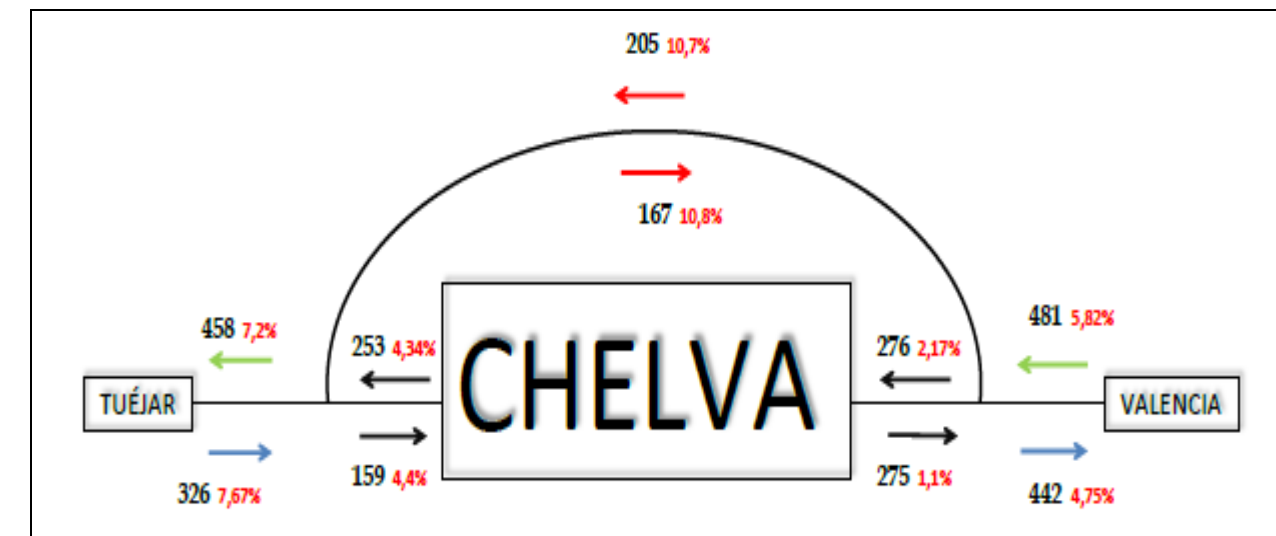


Figura 5: Reparto de tráfico. Situación potencial. Fuente: elaboración propia, Anejo nº4: Análisis del tráfico.

Una vez obtenida la IMD actual, se realiza una prognosis de tráfico con el objetivo de determinar el volumen de tráfico para el año de la puesta en servicio (2021) y para el año horizonte (2041). A su vez, se determinan la IHP (intensidad de hora punta) y el FHP (factor de hora punta), que serán usados en apartados posteriores.

Después de haber analizado el tráfico, se procede a realizar el análisis de la capacidad y del nivel de servicio de la futura variante para predecir, dadas unas condiciones iniciales, cuál será la máxima intensidad que podría circular por la vía en condiciones de seguridad y operatividad sin alcanzar el colapso de la misma. El proceso de cálculo puede ser consultado en el Anejo nº 4.

Todos los cálculos y procesos realizados han sido realizados de acuerdo con el *Highway Capacity Manual 2010* (HCM), la norma estadounidense que determina la capacidad y el

nivel de servicio bajo ciertas condiciones ideales de circulación que son modificadas conforme avanza el proceso de cálculo para adaptarse a las características particulares del trazado. En el caso particular objeto de estudio han sido obtenidos los siguientes resultados:

PASO 2: Estimar velocidad de flujo libre		PASO 5: Ajuste de demanda	
BFFS	47	FHP	0.88
$F_{ls}$	3	$f_{ePTSF}$	Rolling 0.71
$F_a$	2.5	$E_T$	Rolling 1.9
$FFS_a$	41.5	$P_T$	10.8
		$f_{HVPTSF}$	0.911410864

PASO 6: Porcentaje de tiempo en cola		PASO 8: Determinación del nivel de servicio	
$V_{dPTSF}$	91	A	
$V_{oPTSF}$	61	B	SI
$f_{vPTSF}$	53.5	C	
$BPTSF_d$	10.66628522	D	
a	-0.0014	E	
b	0.973		
$PTSF_d$	42.69589048		

Figura 6: Determinación del nivel de servicio. Fuente: elaboración propia, Anejo nº5: Análisis del tráfico.

Como complemento al cálculo del nivel de servicio, se realiza un análisis de sensibilidad para disipar la incertidumbre que existe con respecto al porcentaje de tráfico que se repartiría entre el trazado actual restituído y la variante. Dado que los porcentajes obtenidos corresponden a un aforo realizado en un día laborable cualquiera, se debe asumir que existe cierta aleatoriedad que generará dispersión en los resultados, poniendo de manifiesto la necesidad de determinar el nivel de servicio de forma más exhaustiva. Para estudiar el nivel de servicio en el supuesto descrito, se ha utilizado el llamado *Método de Montecarlo*, cuya implementación y resultados pueden ser consultados en el apartado dedicado al análisis de sensibilidad del Anejo nº 4.

#### 5.4. Trazado.

El trazado ha sido diseñada en base a la Instrucción de Carreteras 3.1-IC del Ministerio de Fomento, y por tanto cumple las exigencia de esta normativa, como se detalla en el Anejo 5: *diseño geométrico*

La variante es una carretera convencional de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, con características de una C-60. Posee aproximadamente 4.300 metros de longitud. El trazado de esta carretera el volumen de tráfico que atraviesa el municipio de Chelva.

La sección transversal es una plataforma de 11 metros con las siguientes características:

- Carril: 3,5 metros
- Arcén 1 metro
- Berma: pavimentada de 1 metro

En las zonas donde ha sido necesario se han dispuesto cunetas trapezoidales.

En la Figura 7 queda esquematizada la sección transversal.

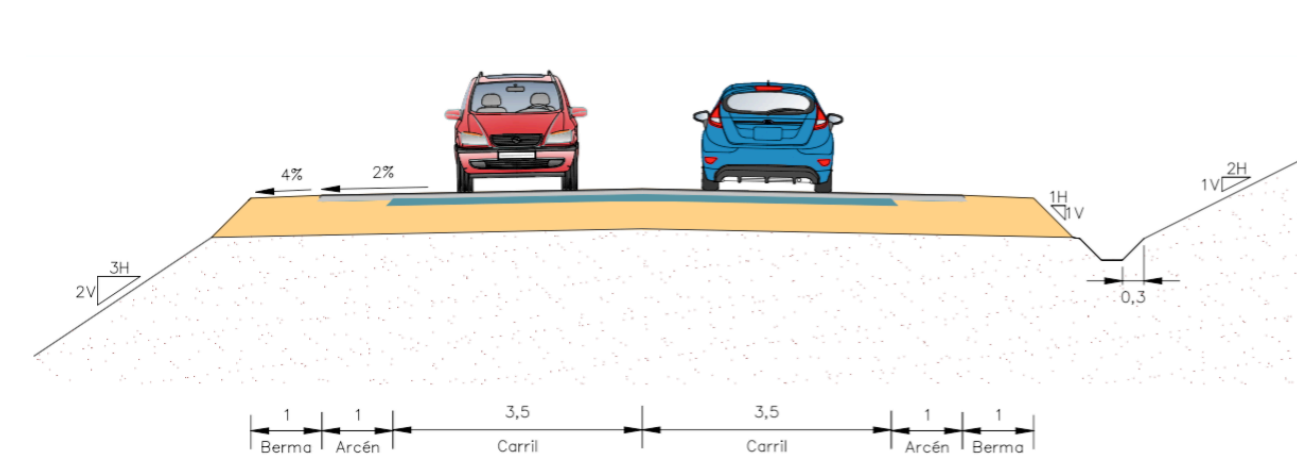


Figura 7. Sección transversal

Dada la sinuosidad de la orografía del terreno, como se puede observar en el perfil longitudinal (Figura 8), los movimientos de tierra son importantes.

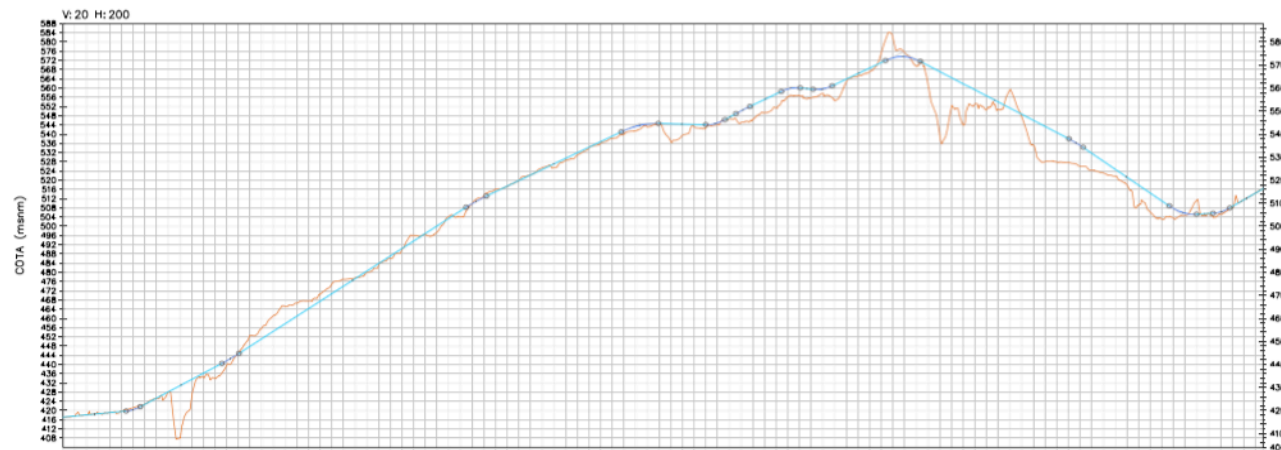


Figura 8. Perfil longitudinal

### 5.5. Estudio de Seguridad Vial.

En el anejo correspondiente al estudio de la seguridad vial se persigue garantizar el cumplimiento de la normativa por parte del diseño geométrico que proporcione como resultado un trazado con condiciones de operatividad y seguridad óptimas para los usuarios.

Para garantizar dichas condiciones de seguridad en lo que a términos de velocidad se refiere, se parte del estado de alineaciones perteneciente al diseño geométrico como base para determinar su perfil de velocidad de operación. El proceso de obtención de dicho perfil se detalla en el *Anejo nº 6*.

Una vez obtenido el perfil de velocidad de operación, se analiza su consistencia para evaluar si las condiciones que se encontrarán los futuros usuarios de la variante se adecúan a sus expectativas. Esta evaluación se realiza mediante la comparación de los resultados obtenidos con los valores recomendados por el Criterio II de Lamm para consistencia local y con un parámetro C de consistencia global. Dichos criterios son los siguientes:

CRITERIO II DE LAMM: CONSISTENCIA SEGÚN V <sub>85</sub>		
Buena	Aceptable	Pobre
$ V_{85,i} - V_{85,i+1}  \leq 10$	$10 \leq  V_{85,i} - V_{85,i+1}  \leq 20$	$ V_{85,i} - V_{85,i+1}  > 20$
Mantener el diseño	Señalización o rediseño	Rediseño del trazado

Tabla 7. Cálculo de la consistencia local entre elementos consecutivos. Fuente: elaboración propia aplicando el Criterio II de Lamm.

CRITERIO DE CONSISTENCIA GLOBAL		
Buena	Aceptable	Pobre
$C > 5$	$3,9 < C \leq 5$	$3,9 \leq C$

Tabla 8. Criterio consistencia global. Fuente: elaboración propia.

Los resultados obtenidos proporcionan un parámetro global de consistencia de  $C=4,381$  y unos valores de consistencia locales entre lo considerado como bueno y aceptable (ver *Anejo nº 6*). Cabe destacar que este proceso ha sido realizado de forma iterativa, ya que para obtener el trazado definitivo, se han utilizado estos criterios para introducir progresivamente las modificaciones pertinentes.

Otro parámetro que ha influido en el diseño es la visibilidad de parada. Se ha realizado por ello un análisis de visibilidad cuyos resultados pueden apreciarse tanto en el *Anejo nº 5* como en el *Anejo nº 6*. La interacción entre el diseño y la seguridad vial vuelve a ser crucial en este apartado, y como se puede comprobar en el *Apéndice III* correspondiente al *Anejo nº 6*, la primera comprobación dio lugar a un rediseño del trazado, poniendo de manifiesto la importancia de la coordinación entre ambas partes.

Se realiza por último una estimación de accidentes para los próximos diez años mediante un SPF (Safety Performance Function), que valiéndose de una fórmula dependiente de parámetros determinados por el autor, utiliza la longitud del trazado, su consistencia y su IMD para estimar el número de accidentes y poder compararlos con los datos históricos disponibles en un periodo de diez años (2002-2011).

	Actualidad (2016)	Puesta en servicio (2021)	Año horizonte (2041)
IMD promedio	2156	2315	3082
$y_{10}$ (accidentes)	8,102	8,61	10,9

Tabla 9. Estimación de accidentes. Fuente: elaboración propia

### 5.6. Firmes.

Para la determinación del firme se han estudiado diferentes alternativas atendiendo a criterios económicos y técnicos. La solución adoptada, es una de las combinaciones presente en la Norma 6.1 IC "Secciones de Firme" del Ministerio de Fomento.

Tras el tratamiento de datos del aforo manual realizado el 28 de enero de 2016, se ha obtenido una  $IMD_P$  para el año horizonte de 118 vehículos pesados/días, 65 vehículos pesados/día para el carril de proyecto. Esto establece una categoría T31 de tráfico pesado.

La explanada está definida tanto por la categoría del tráfico como por el material de la traza de la carretera. Al no tener una categoría de tráfico muy elevada se proyecta una explanada E2. Como la traza discurre sobre roca, la solución para la explanada es la que se muestra en la Figura 9.



Figura 9. Solución explanada. Fuente: Norma 3.1-IC



El paquete de firmes para la calzada, en todo el trazado de la variante, es la sección 3121, como se puede ver en la Figura 10:



Figura 10. Solución adoptada. Fuente: Norma 6.1-IC

La sección del firme esta compuesta por 40 centímetros de zahorra artificial y 16 de mezcla bituminosa. Esta última se divide en tres capas: la base de  $\_$  centímetros de mezcla  $\_$ , la capa intermedia de X centímetros de mezcla X y la capa de rodadura de X centímetros de mezcla X.

En la tabla se muestra con detalle el paquete de firme adoptado.

Capa	Mezcla	Espesor	Betún	Dotación (% en masa)
Rodadura MBD	BBTM 8 B	3 cm	50/70	4.75%
Riego de adherencia C60BP3 ADH				
Intermedia MBC	AC32 bin S	5 cm	50/70	4%
Riego de adherencia C60BF3 ADH				
Base MBC	AC32 base G	8 cm	50/70	4%
Riego de imprimación C60BF4 IMP				
Base	Zahorra artificial	40 cm	-	-

Tabla 10. Detalle firme adoptado. Fuente: elaboración propia.

El firme para los arcenes posee el mismo espesor tanto de capa de rodadura como intermedias. Debajo de estas dos capas se rellena una zahorra artificial hasta alcanzar la cota de la explanada.

### 5.7. Estructuras.

En el anejo correspondiente al cálculo y diseño de estructuras se pretende resolver los desniveles existentes en el trazado de la carretera diseñada en el anejo de trazado.

Como se puede observar en dicho capítulo, existen 3 desniveles de importancia a salvar mediante la construcción de 3 puentes. El primero se encuentra situado en el barranco del

Remedio entre el PK 2+569,97 y el PK 2+664,87. El segundo en el barranco del Montú se presentará en septiembre. Y el tercero en el barranco del Rincón del Calvo entre el PK 3+695,94 y el PK 3+876,84.

El primer puente está formado por 3 vanos de 29,20; 36,50 y 29,20 metros y el tercero por 5 vanos de 31,50 metros en los vanos extremos y 39,30 metros los centrales.

Como el rango de luces en los dos puentes se encuentra en un intervalo que permite la construcción de una misma tipología de puente, para ahorrar en costes de construcción así como por la idoneidad de la solución para estos rangos de luces, se ha optado en los dos casos por una solución tipo losa de canto constante, siendo ésta de 1,35 metros para el primer caso y de 1,40 metros para el tercero.

Las dos losas se encuentran aligeradas mediante aligeramientos circulares de poliestireno expandido, en el caso del primer y tercer puente hay 3 aligeramientos de 0,45 metros de radio con una separación entre centros de 1,30 metros.

El ancho de los tableros es de 10,50 metros según se indica en la normativa 3.1 IC, estando conformado por 2 carriles de 3,50 metros, 2 arcenes de 1 metro y 2 pretilas de 0,75 metros de ancho cada uno.

Dichos tableros presenta un bombeo del 2% hacia ambos lados, conseguido mediante relleno de hormigón no estructural que se debe considerar como carga muerta a la hora de proyectar el puente.

Ambos puentes están pretensados mediante 2 tendones por alma (4 almas), estando cada tendón formado por 22 torones, y siendo la fuerza de pretensado de cada tendón de 4296,6 KN, equivalente a un 70% de su fuerza de rotura.

En el caso del puente del barranco del Rincón del Calvo, será necesario preestablecer el trazado del pretensado, pues, debido a su longitud es necesario realizar el puente por fases y por tanto los cables de pretensado deben pasar por el punto medio de la sección en el cambio de fase para realizar las operaciones de tesado, las cuales se realizarán siempre desde el final de cada fase y del final del puente.

En cuanto a las pilas se han seleccionado pilas circulares para disminuir las afecciones que puedan sufrir en el caso de presencia de agua. En el primer puente éstas presentan unas alturas entre 4 y 6 metros, y en el otro entre 9 y 25 metros. Las zapatas serán de 5,50 x 7,50 x 1,50 en el primer caso para ambas pilas, mientras que en el segundo se diferencian dos casos, las superiores a 12 metros tendrán una zapata de 6,7 x 6,7 x 1,15 y la inferior de 7,4 x 7,4 x 1,3.



### 5.8. Afección a cauces.

Se ha llevado a cabo el análisis del comportamiento hidráulico mediante el programa HEC-RAS 4.1.0 de los barrancos del Remedio y del Montú frente a distintas hipótesis de partida o condiciones de contorno para la variante propuesta por la Alternativa Centro, analizando así la respuesta de los mismos frente a la avenida de 500 años de periodo de retorno. Estas situaciones han sido las siguientes:

- Situación actual. En ella se analiza la respuesta hidráulica de los dos barrancos objeto de estudio frente a la avenida de 500 años, comprobando que ésta permanece en todo momento en el interior de los cauces de cada uno de ellos, respectivamente.
- Situación con las estructuras contempladas en la alternativa sobre los barrancos del Remedio y del Montú, respectivamente. La avenida de 500 años afecta a las estructuras de la Alternativa Centro, poniendo en peligro su estabilidad debido a la socavación potencial generada por el flujo de la avenida.

Como consecuencia de lo anterior, se dimensionan unas medidas de protección para que las estructuras de la Alternativa Centro no se vean afectadas y sean estables frente al paso de la corriente durante los episodios de avenidas en dichos barrancos. Estas medidas consisten en:

- Regularización del cauce. En esta actuación se modificará la sección transversal de cada barranco, tanto en el lecho como en las márgenes, evitando así taludes elevados, homogeneizando la sección y mejorando la capacidad hidráulica de la misma. También se crearán bermas horizontales alrededor de las cimentaciones de las pilas que faciliten tanto la ejecución de las mismas como la colocación de las medidas de protección alrededor de ellas (Figura 11 y Figura 12).
- Actuación bajo los puentes. Se protegerá el lecho y las márgenes del cauce frente a la erosión general con un revestimiento de geoceldas de 20 cm de espesor en el caso del barranco del Remedio, y con un revestimiento de escollera ( $D_{50} = 0.3$  m) de dos capas de espesor en el caso del barranco del Montú. Las pilas de los puentes se protegerán frente a la socavación local con un manto de escollera de dos capas en ambos casos, de 0.6 y 0.8 metros de espesor respectivamente.
- Actuación en las zonas de aguas arriba y aguas abajo de los puentes, envolventes de la actuación anterior. En esta intervención se establecerá una zona con una estabilidad y rugosidad suficientes para que se resistan las tensiones tangenciales generadas por el paso de la corriente, protegiendo así el lecho y las márgenes frente a la erosión general. Además, en el caso del barranco del Montú, se rectificará también la pendiente longitudinal del lecho para evitar el régimen crítico y pasar al régimen lento en las inmediaciones del puente, creando las adecuadas zonas de transición y condiciones de contorno del flujo tanto aguas arriba como

aguas abajo del tramo que se desea proteger mediante los denominados “rastrillos de escollera”.

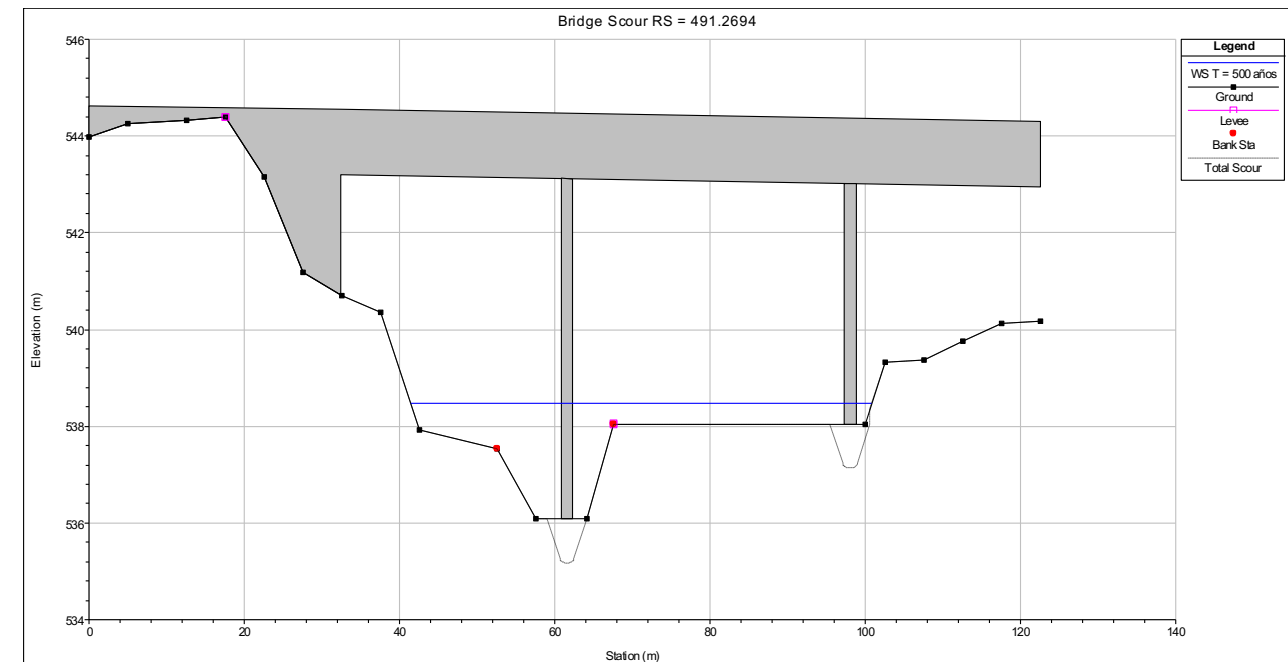


Figura 11. Alternativa Centro, puente sobre el barranco del Remedio. Regularización de la sección transversal del tramo a proteger (60 m) y socavación local en pilas. (HEC-RAS).

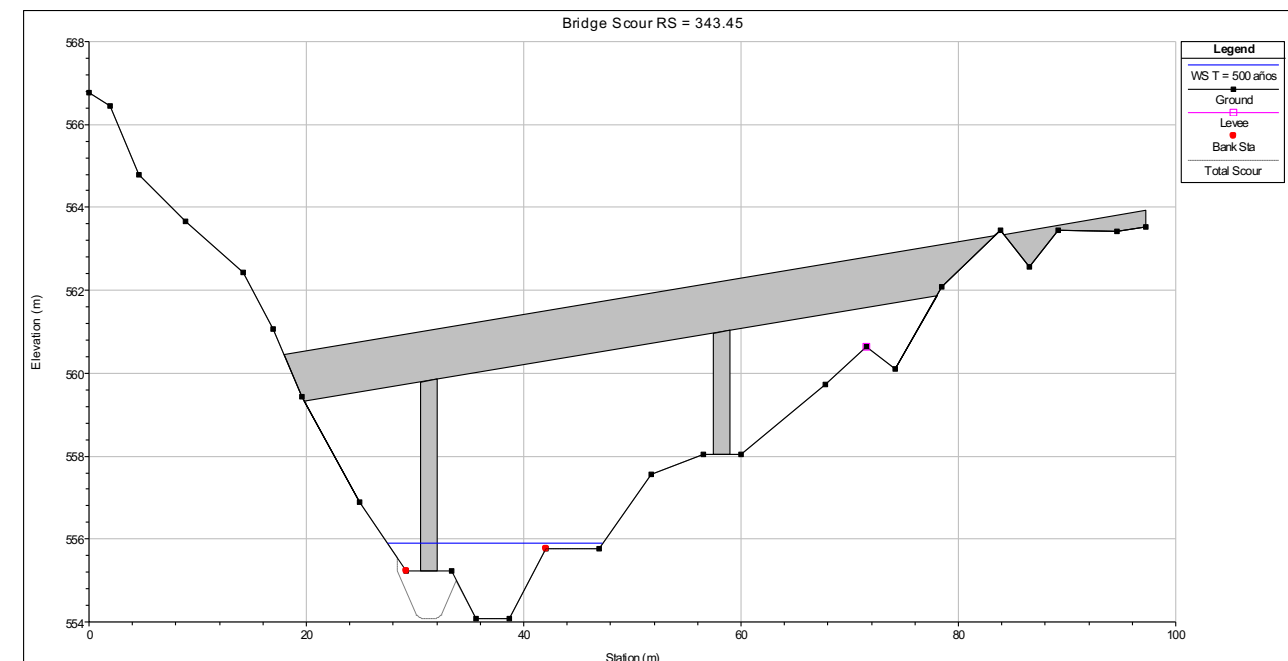


Figura 12. Alternativa Centro, puente sobre el barranco del Montú. Regularización de la sección transversal del tramo a proteger (60 m) y socavación local en pilas. (HEC-RAS).



Tras la el estudio de dichas medidas, su definición, dimensionamiento y caracterización de las mismas, la estabilidad del cauce frente a la erosión general y de las pilas frente a la socavación local está garantizada, así como la capacidad hidráulica de cada uno de los barrancos en los tamos de estudio.

Por último, cabe destacar que estas medidas de protección son una solución técnica y económicamente viable, así como respetuosas con el medio ambiente.

## 6. VALORACIÓN DE LA SOLUCIÓN

### 6.1. 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.

### 6.2. Presupuesto de ejecución material.

A continuación se detalla la valoración económica del total de cada uno de los capítulos considerados, dado que las unidades de obra quedan pormenorizadas al final de este trabajo en el *Documento nº 4: Valoración económica*.

Capítulo 1: Movimiento de tierras y demoliciones	2241390,46 €
Capítulo 2: Firmes y pavimentos	662749,13 €
Capítulo 3: Obras hidráulicas	108749,4 €
Capítulo 4: Estructuras	1872817,02 €
Capítulo 5: Adecuación ambiental	194179 €
Capítulo 6: Señalización y balizamiento.	54000 €
Capítulo 7: Drenaje	75250 €
Capítulo 8: Seguridad y Salud	171694.939 €
Capítulo 9: Gestión de residuos.	171694.939 €
<b>Total (Presupuesto de ejecución material)</b>	<b>5.552.274,91 €</b>

Tabla 11. Valoración económica. Fuente: elaboración propia.

Es necesario destacar que en el capítulo 4 dedicado a estructuras, uno de los tres puentes ha sido calculado mediante ratios, debido a que los datos de las unidades de

obra no estaban disponibles. Para ello, se la realizado una media entre el coste por metro lineal de los otros dos puentes y el valor obtenido se ha aplicado al puente en cuestión multiplicándolo por su longitud. Esto puede observarse en el apartado 4.3 del *Capítulo 4: Estructuras* correspondiente a la valoración económica que se ubica en el *Documento nº4: Valoración económica*.



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 CENTRO



## ÍNDICE DE ANEJOS

1. Geología y geotecnia.
2. Hidrología y drenaje.
3. Situación actual.
4. Análisis del tráfico.
5. Diseño geométrico.
6. Seguridad vial.
7. Firmes.
8. Estructuras. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346.
9. Estructuras. Puente sobre el barranco del Montú
10. Estructuras. Puente en el Rincón del Calvo.
11. Estudio hidráulico y de afección a cauces.



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR  
DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



**ANEJO N°8**

# **ESTRUCTURAS. PUENTE SOBRE EL BARRANCO DEL REMEDIO Y CV-346**

ESTUDIOS 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



## ÍNDICE

1. INTRODUCCION .....	3
1.1. Organización del anejo .....	3
1.2. Normativa utilizada.....	4
1.2.1. Normas de acciones .....	4
1.2.2. Normas de construcción .....	5
2. ESTUDIO DE SOLUCIONES.....	5
2.1. Metodología .....	5
2.2. Clasificación según esquema estructural .....	5
2.3. Clasificación según rango de luces .....	5
2.4. Clasificación según tipología estructural .....	5
2.5. Exposición de tipologías estudiadas .....	7
2.6. Pilas .....	12
2.7. Valoración de las posibles soluciones. Primera fase. ....	12
2.8. Justificación de las soluciones adoptadas. Segunda fase. ....	14
2.8.1. Método PRES.....	14
3. BASES DE PROYECTOS.....	17
3.1. Criterios de seguridad .....	17
3.1.1. Estados Límite de Servicio (E.L.S.) .....	17
3.1.2. Estados Límite Último (E.L.U.) .....	17
3.2. Valores característicos de las acciones .....	17
3.2.1. Acciones permanentes .....	17
3.2.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*) .....	17
3.2.3. Acciones variables.....	18
3.2.4. Acciones accidentales .....	20
3.3. Valores representativos de las acciones.....	20
3.3.1. Acciones permanentes (G).....	20
3.3.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*) .....	20
3.3.3. Acciones variables (Q).....	20
3.3.4. Acciones accidentales (A) .....	20



3.4. Valores de cálculo de las acciones .....	20	6.4. Comprobación ELS .....	29
3.4.1. Estados Límite Último (E.L.U.).....	20	6.4.1. Estado Límite de Fisuración .....	29
3.4.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S) .....	21	7. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PILAS .....	30
3.5. Combinación de acciones .....	21	7.1. Esfuerzos de cálculo .....	30
3.5.1. Estados Límite Último (E.L.U.).....	21	7.2. Esfuerzos de segundo orden .....	30
3.5.2. Estados Límite de Servicio (E.L.S) .....	22	7.3. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado .....	30
4. MODELOS DE CÁLCULO .....	22	7.4. Comprobación de la sección.....	30
4.1. CSI BRIDGE.....	22	8. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIÓN .....	31
4.2. CYPE .....	23	8.1. Esfuerzos de cálculo .....	31
4.3. Prontuario informático EHE .....	24	8.2. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado .....	31
4.4. Excel .....	24	8.3. Condicionantes estructurales.....	31
5. MATERIALES.....	25	9. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS Y MUROS LATERALES.....	32
5.1. Hormigón.....	25	9.1. Esfuerzos de cálculo .....	32
5.1.1. Resistencia a compresión.....	25	9.2. Situación y características topográficas .....	33
5.1.2. Módulo de elasticidad .....	25	9.3. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado .....	33
5.1.3. Coeficiente de dilatación térmica .....	26	10. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL NEOPRENO .....	33
5.2. Acero de armadura pasiva .....	26	11. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	34
5.2.1. Resistencia a tracción.....	26		
5.2.2. Módulo de elasticidad .....	26		
5.3. Acero armadura activa .....	26		
5.4. Elementos de apoyo.....	26		
6. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL TABLERO.....	26		
6.1. Modelo de cálculo .....	26		
6.1.1. Definición del modelo.....	26		
6.1.2. Cargas aplicadas .....	27		
6.2. Leyes de esfuerzos .....	27		
6.2.1. Ley de axiles.....	27		
6.2.2. Leyes de momentos flectores .....	27		
6.2.3. Leyes de cortantes .....	28		
6.3. Comprobación ELU.....	28		

**APENDICE I: CÁLCULO DE ACCIONES**

**APÉNDICE II: ESFUERZOS EN EL TABLERO**

**APÉNDICE III: REACCIONES EN APOYOS**

**APÉNDICE IV: COMPROBACIÓN A AGOTAMIENTO DE LA SECCIÓN EN PILAS Y TABLERO**

**APÉNDICE V: CÁLCULO DE MUROS, ESTRIBOS Y ZAPATAS**





## 1. INTRODUCCION

### 1.1. Organización del anejo

El presente anejo de estructuras se articula conforme a la siguiente distribución en capítulos:

**Introducción:** Se realiza una breve descripción de la situación del proyecto y de la solución adoptada, así como de la normativa empleada en el cálculo y diseño de la estructura.

**Estudio de soluciones:** Se describen las tipologías estructurales estudiadas en el proyecto así como la justificación de las soluciones posibles para resolver la problemática de la zona.

**Bases de proyecto:** Se establecen los condicionantes necesarios que permitan asegurar que la estructura proyectada tiene la capacidad suficiente para soportar las acciones a que estará sometida a lo largo de su vida útil, así como cumplir las funciones para las cuales ha sido diseñada. También se fijan los criterios de seguridad, las acciones, los valores de cálculo y la combinación de las mismas.

**Modelos de cálculo:** Se definen los distintos modelos de cálculo empleados así como las herramientas empleadas para el desarrollo de los mismos.

**Materiales:** Se especifican las características mecánicas de los materiales requeridos en la realización de la estructura, además de definir los niveles de control, los coeficientes parciales de seguridad y los diagramas tensión-deformación para la caracterización del comportamiento de los materiales de cara al cálculo de los esfuerzos resistentes.

**Cálculo y dimensionamiento del tablero:** Se define el modelo empleado en el cálculo y sus cargas, necesarias para obtención de las leyes de esfuerzo, y con ello se establecen las comprobaciones de seguridad a realizar en ELU y ELS.

**Cálculo y dimensionamiento de pilas:** Se definen tanto la geometría de las pilas como las acciones a que se encuentran sometidas y se realizan las comprobaciones de seguridad necesarias para la definición tanto de la geometría como del armado que cumplan las condiciones de estabilidad, rigidez, durabilidad,...

**Cálculo y dimensionamiento de la cimentación:** Se definen los esfuerzos de cálculo a que se encuentran sometidas las zapatas, así como los condicionantes estructurales y geotécnicos de afección, definiendo finalmente la geometría y la cuantía de armado.

**Cálculo y dimensionamiento de estribos y apoyos:** Se describen las acciones que solicitan a los elementos y las características y condicionantes existentes para la definición de los distintos elementos.

**Apéndices:** Se incluyen los datos, tablas y diagramas necesarios para el cálculo y definición de la estructura.

**Anejo de planos:** Se adjuntan los planos de la estructura desde un menor grado de detalle hasta la definición de cada elemento presente en la estructura.

### Descripción de las estructuras

El objetivo de este anejo consiste en un estudio de soluciones con el fin de determinar, de forma justificada, la solución óptima que permita resolver los desniveles encontrados a lo largo del trazado de la variante CV-35 a su paso por Chelva (provincia de Valencia), en particular, el barranco del Remedio y el paso sobre la CV-346.

De esta forma, se ha llegado a la conclusión de que la solución más idónea consiste en la realización de un puente que salve dicho desnivel, el cual se encuentra en una alineación recta, tanto en planta como en alzado, y consta de tres vanos de 29,2; 36,5 y 29,2 metros de luz cada uno, teniendo por tanto, una longitud total de 94,9 metros, que se desarrolla entre los PK 2+569,97 y PK 2+664,87.



Figura 1. Vista general del puente

El puente se resuelve mediante una losa postesada de canto constante y un ancho de tablero de 10,50 metros, conformando una calzada de 7,00 metros con dos carriles de



3,50 metros cada uno, dos arcenes de 1,00 metros de anchura y dos pretilles para la contención de vehículos, de 0,75 metros de anchura en su base.

La losa que conforma el tablero se trata de una losa de hormigón pretensado de 1,35 metros de canto en los extremos y 1,455 metros de canto en el eje de la estructura, puesto que el bombeo se ha resuelto con la propia losa. La sección tiene sendos voladizos de 2,50 metros de longitud, con canto variable de 0,25 metros en el extremo a 0,50 metros en su encuentro con el núcleo del tablero, el cual está conformado por una sección trapezoidal con un ancho inferior de 4,48 metros y tres aligeramientos de sección circular de radio 0,45 metros situados uno en el eje de la sección y los otros dos a ambos lados, separados una distancia de 1,30 metros entre centros y a 0,225 metros de la cara inferior de la sección.

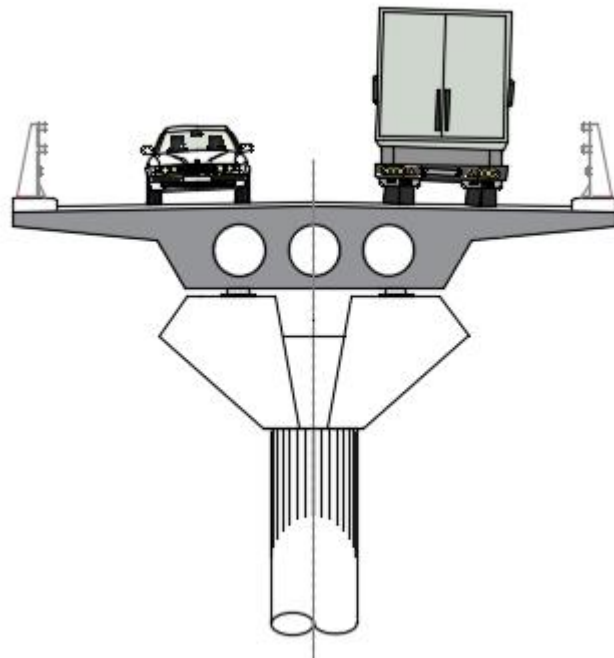


Figura 2. Sección transversal del puente

Para el emplazamiento del puente se disponen dos pilas circulares de sección constante de 1,5 metros de diámetro.

Por las características del terreno, la cimentación necesaria para soportar las acciones que actúan sobre el mismo es superficial, y se resuelve mediante una zapata aislada en cada pila en forma de prisma rectangular.

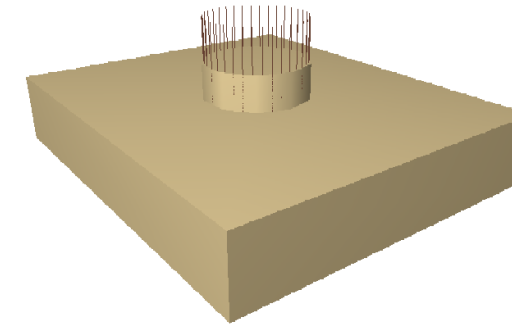


Figura 3. Zapata

Para la resolución de los estribos, por los condicionantes topográficos de la zona donde se sitúa el puente, se ha optado por unos estribos cerrados, de cimentación superficial, los cuales presentan muros en vuelta para contener el derrame de tierras debido a los terraplenes.

## 1.2. Normativa utilizada

Para la realización del proyecto es necesario el seguimiento y cumplimiento de las normas y recomendaciones que a continuación se enumeran. Para ello se ha de hacer una distinción entre documentos relativos a las acciones a considerar y documentos relativos a la construcción y resistencia de la estructura.

### 1.2.1. Normas de acciones

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

[2] "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Cargas de tráfico en puentes" EC1.3 UNE-ENV 1991-3. Octubre 1997.

[3] "Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 1: Bases de proyecto" EC1.1 UNE-ENV 1991-1. Octubre 1997



### 1.2.2. Normas de construcción

- [4] “Instrucción de hormigón estructural” EHE (Real Decreto 2661/1998 de 11 de Diciembre)
- [5] “Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón” EC2.2 ENV 1992.2. Septiembre 1996
- [6] “Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras”
- [7] “Instrucciones de construcción. Obras de paso de nueva construcción”

## 2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

### 2.1. Metodología

En este apartado del anejo se realizará en primer lugar una clasificación de las distintas tipologías estructurales posibles para salvar el barranco de estudio. Una vez realizada esta clasificación se procederá al estudio de las mismas de acuerdo con la situación en la que se encuentra dicho barranco, realizando así una primera valoración de las posibles soluciones.

Una vez detalladas todas las soluciones aptas a las características existentes, se procederá a realizar, con mayor grado de detalle, la definición de aquellas que presenten menor coste de construcción, menor plazo de ejecución y menor impacto ambiental, obteniéndose así la solución definitiva.

### 2.2. Clasificación según esquema estructural

Los puentes pueden clasificarse, entre otros parámetros, según su funcionamiento estructural en isostáticos e hiperestáticos.

En los primeros, los apoyos son los estrictamente necesarios para impedir todos los movimientos posibles de la estructura, quedando así las reacciones determinados únicamente por las condiciones de equilibrio.

En el caso de estructuras hiperestáticas, el número de apoyos es superior al necesario para impedir los movimientos posibles, por lo que en este caso se necesita cumplir, además de las condiciones de equilibrio, las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones, y por tanto este tipo de estructuras presentan mayor seguridad.

### 2.3. Clasificación según rango de luces

Como se explica en el siguiente apartado, existen diferentes tipologías estructurales para resolver un mismo problema, pero no todas las tipologías existentes son válidas ya que en función de la luz a salvar serán de aplicación unas tipologías u otras, teniendo en cuenta tanto criterios técnicos como criterios económicos.

Para la clasificación de cada tipo de puente en función de la luz a salvar, se recurre a la “Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción.” donde se puede encontrar el siguiente gráfico en el que se realiza dicha clasificación (Figura 4).

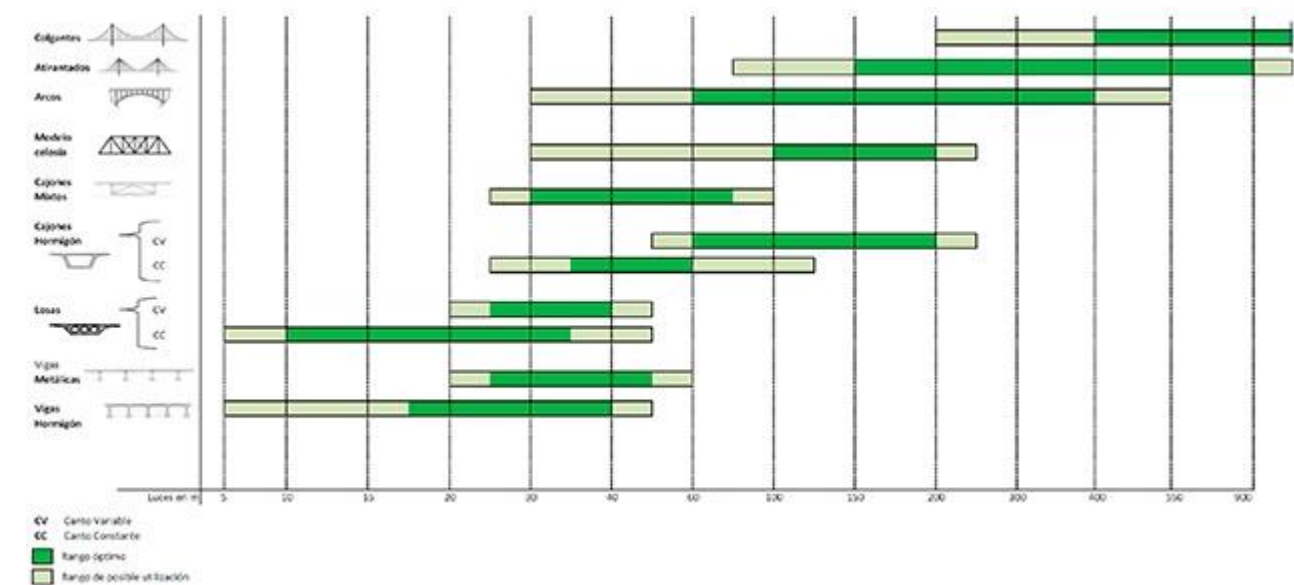


Figura 4. Rango de utilización más frecuente de tipologías de obras de paso en función de su luz. Fuente: Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción

Como se puede observar, para una determinada luz existen diferentes posibilidades para solucionar la problemática, pero hay muchas otras opciones que no son de aplicación bien porque estructuralmente no pueden cumplir con los requisitos necesarios o bien porque económicamente suponen un gasto muy elevado.

### 2.4. Clasificación según tipología estructural

En cuanto a las diferentes tipologías existentes, éstas se diferencian por la forma en la que resisten las cargas a que se encuentran sometidos y se clasifican en 3 tipologías:



**Puentes viga:** Están formados por piezas rectas apoyadas en dos o más puntos que soportan las cargas a que están sometidos mediante su capacidad de resistencia a flexión, la cual viene determinada por el canto de la sección y su momento de inercia.



Figura 5. Alzado puente viga

Esta tipología es la más sencilla de todas y dentro de ella podemos encontrar:

- Losa maciza de hormigón armado o pretensado
- Losa aligerada
- Tablero de vigas
- Cajón

**Puentes arco:** Esta tipología estructural presenta la característica de que soporta las cargas gracias a la forma que se le da, ya que mediante la forma de arco lo que se consigue es que las tensiones queden repartidas de tal forma que todas las partes del puente queden sometidas a compresiones. De esta forma se consigue una estructura donde las tracciones y las flexiones quedan reducidas al mínimo posible.

En cuanto a los apoyos, éstos reciben reacciones horizontales y por tanto el terreno sobre el que se sustenta la estructura debe ser capaz de resistir tales esfuerzos.

En función de la posición del arco con respecto al tablero del puente se definen 3 tipos de puente arco:

- Puentes de tablero superior
- Puentes de tablero intermedio
- Puentes de tablero inferior

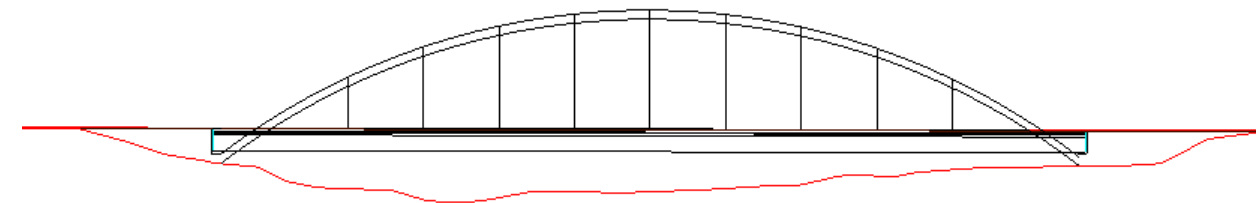


Figura 6. Alzado puente arco de tablero intermedio

**Puentes colgante o atirantado:** Su característica principal es que el elemento principal que se encarga de soportar las cargas que actúan sobre el puente son cables en el caso de colgantes y tirantes en el caso de atirantado.

La utilización del cable se debe a tres razones, en primer lugar este elemento trabaja exclusivamente a tracción con elevadas resistencias, en segundo lugar por su gran flexibilidad puede deformarse transversalmente sin que aparezcan flexiones y permite aprovechar su capacidad de resistencia en toda la sección, y por último, debido a que cada cable está formado por muchos hilos y cordones, se puede ampliar la sección del cable en función de la luz a salvar.

En el caso concreto de puentes colgantes, su estructura se conforma con los cables principales que se anclan en los extremos del vano a salvar y tienen una flecha tal que el mecanismo trabaje a tracción pura, dándole al tablero la rigidez a flexión necesaria para evitar su gran deformabilidad.

En los atirantados se trata de tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero de forma que le proporcionan al tablero una serie de apoyos semi-rígidos a lo largo del mismo. Para lograr que los tirantes trabajen de esta forma son necesarios pilones que eleven el punto de anclaje de los tirantes de forma que se consiga que éstos transmitan fuerzas verticales al tablero. De esta forma se consigue salvar grandes luces con tableros de canto reducido, siendo éste el encargado de equilibrar las componentes horizontales que los tirantes transmitan, debiendo ser ésta nula, al igual que en los pilones.



Figura 7. Alzado puente atirantado

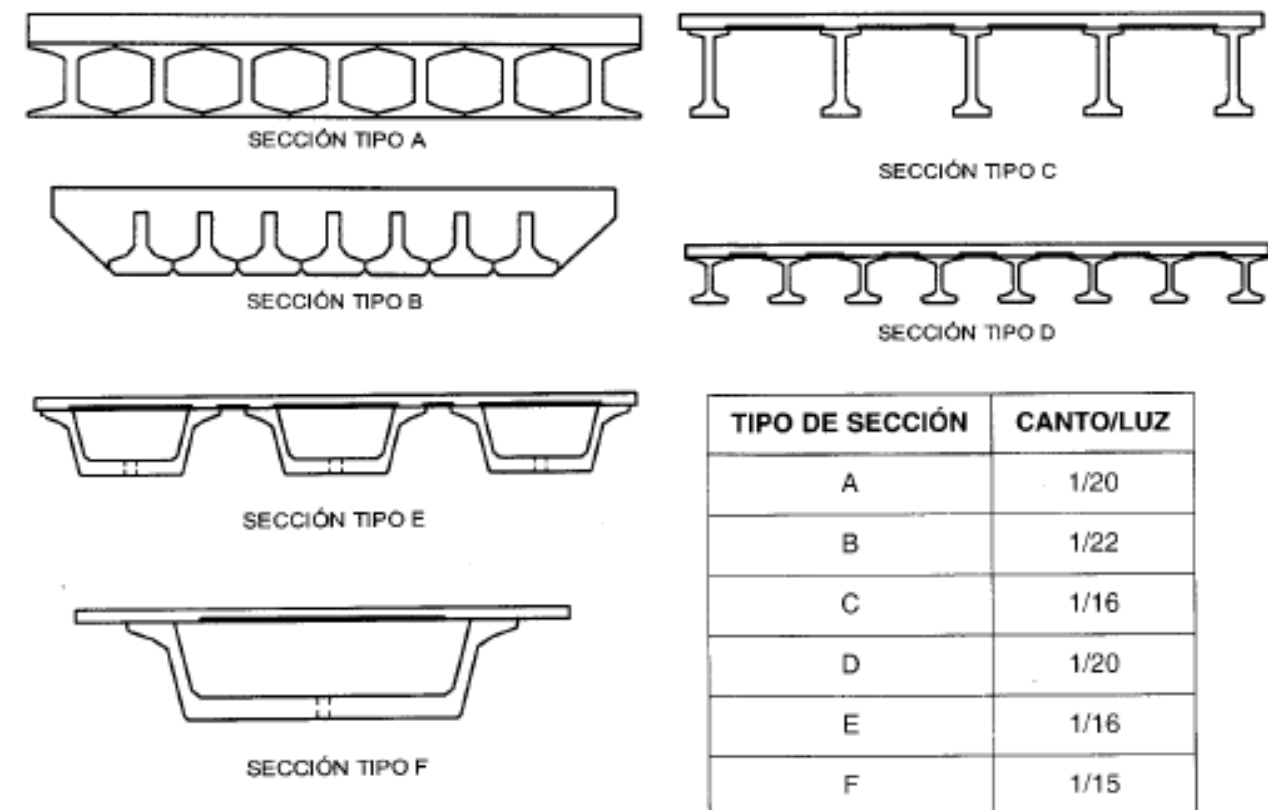


Figura 8. Tipos de secciones en vigas prefabricadas y esbelteces.

## 2.5. Exposición de tipologías estudiadas

En una primera fase de estudio se analizan todas aquellas alternativas que podrían ser objeto de estudio como solución final para salvar el barranco del Remedio. Para la realización del estudio se ha analizado dicho barranco y definido las diferentes soluciones para distinto número y longitudes de vanos. De esta forma las tipologías estudiadas son las siguientes:

### Tablero de vigas Doble T

Esta tipología consiste en la realización de un tablero mediante el empleo de vigas de sección doble T prefabricadas de forma sucesiva hasta completar el ancho de tablero deseado. Se trata pues, de un puente prefabricado donde el canto de las vigas es función de la longitud a salvar entre apoyos, que según la "Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción" para vigas de canto reducido la relación canto/luz es de 1/20, como se observa en la Figura 8.

Se trata de una tipología muy extendida por su facilidad tanto de construcción como de transporte y colocación en obra, aunque están estéticamente cuestionadas y por ello en puentes con paso inferior se suele recurrir a otras opciones como vigas Artesa o tableros Losa.

Con esta solución se recurre a un puente isostático donde cada uno de sus vanos trabaja parcialmente independiente en la transmisión de esfuerzos a las pilas y estribos, las cuales los transmiten a la cimentación y ésta a su vez al terreno.

Transversalmente las vigas se encuentran unidas entre sí mediante la ejecución in-situ de una losa y prelosas que actúan tanto de forjado como de parte final en la losa in-situ.

Para la resolución del barranco en cuestión mediante esta tipología de tablero se ha definido un puente de 3 vanos iguales con una longitud cada uno de 32 metros, siendo el canto de las vigas de 1,75 metros.

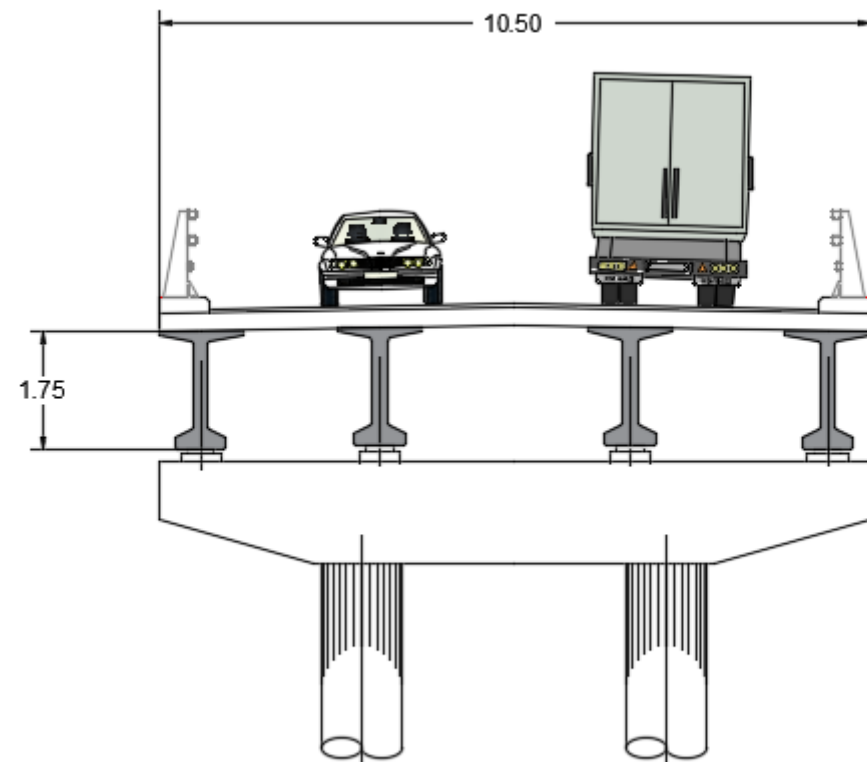


Figura 9. Sección transversal tablero Doble T

### Tablero de vigas Artesa

Esta tipología de vigas presenta el mismo procedimiento constructivo que las Doble T, ya que también se trata de vigas prefabricadas ejecutadas externamente a la obra y transportadas para su colocación.

Del mismo modo, es necesaria la ejecución de una losa superior que una las vigas entre sí para homogeneizar el comportamiento de las vigas de cada vano, siendo el puente en sí mismo, un puente isostático o parcialmente isostático, donde cada vano trabaja de forma independiente en la transmisión de cargas.

Como ventaja frente a las vigas Doble T se puede decir que estas vigas son estéticamente mejores que las anteriores y por ello están más extendidas en aquellos puentes con paso inferior y en zonas urbanas.

Se conforman por un ala inferior, dos almas y dos alas superiores, quedando la viga abierta por su parte superior. Debido a su forma de cajón, no es necesario disponer de un

gran cuerpo que soporte los esfuerzos, por lo que las paredes son delgadas, lo que permite disminuir en gran medida el peso de la viga.

Al igual que con el tablero de vigas Doble T, la distribución de vanos para las vigas Artesa es la misma, cambiando el canto de la sección, siendo éste de 2,20 metros, según lo expuesto en la "Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción" (Figura 8).

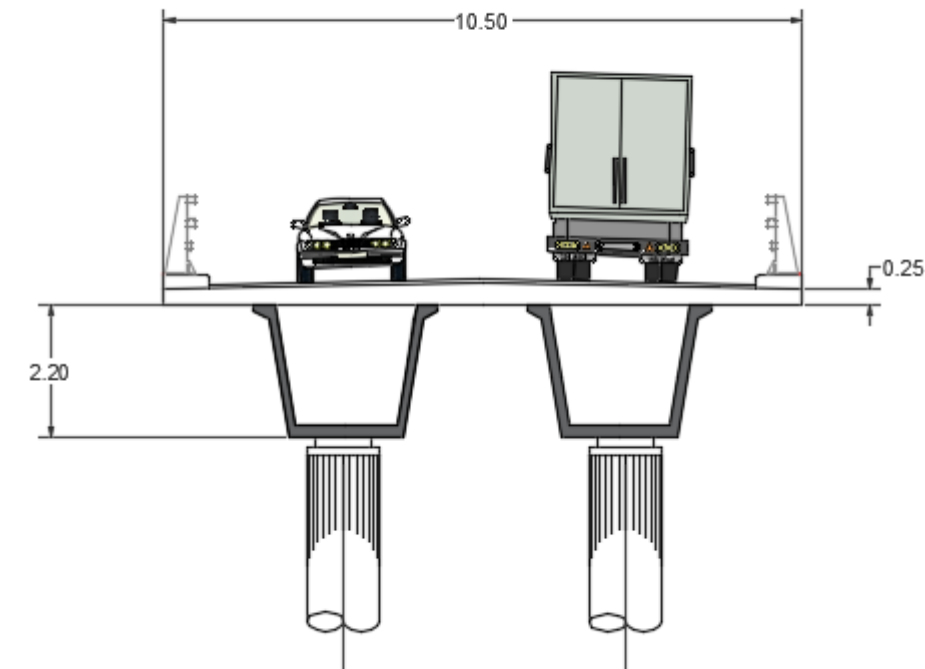


Figura 10. Sección transversal tablero viga Artesa

Los procesos constructivos más habituales en ambos casos son mediante grúas, con vigas de lanzamiento, por ripado transversal o mediante izado. Esto es posible porque se trata de elementos poco pesados y relativamente de fácil manejo a la hora de su colocación en obra.

### Tablero Losa

En cuanto a los tablero losa, éstos presentan unas esbelteces mayores que los de vigas, así como una mayor adaptabilidad al trazado, ya que se trata de un tablero ejecutado in-



situ, y por ello están más recomendados en aquellos casos que presenten mayores dificultades geométricas o cuando sea necesario emplear tableros de canto reducido.

Mediante esta solución se puede constituir tanto un puente continuo como isostático en función de las condiciones o características necesarias.

Al igual que con el resto de soluciones, el canto de la sección dependerá de las luces que se tengan que salvar, y en función de ello la sección presentará unas características determinadas.

Esta tipología de sección también está bastante extendida ya que no presentan grandes dificultades constructivas y permiten salvar luces mayores que con vigas con una solución estéticamente mejor.

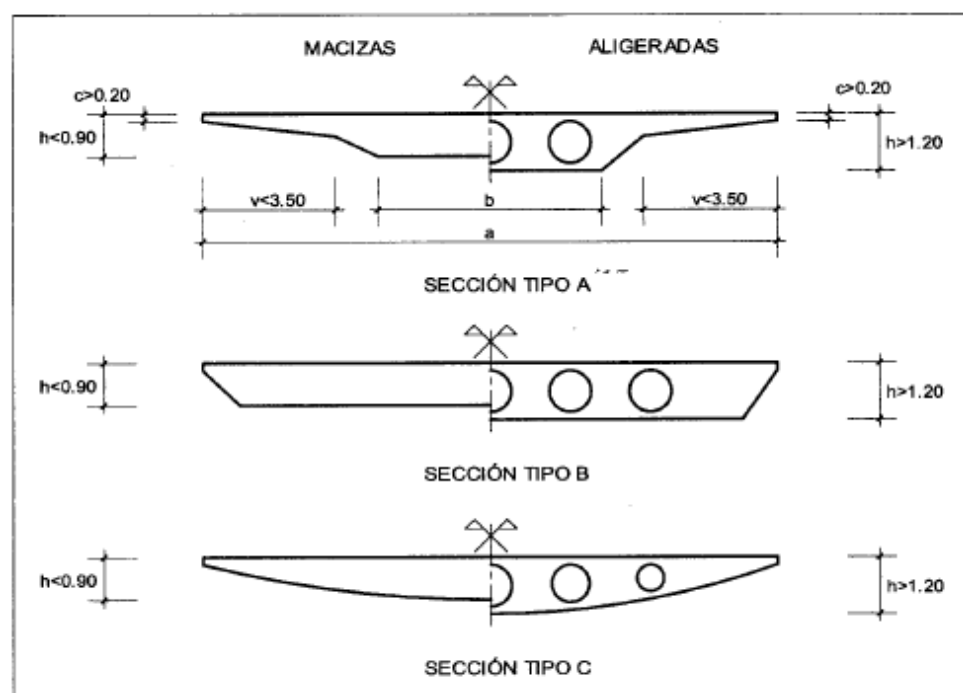


Figura 11. Tipologías de secciones Losa

En cuanto a tipologías en la sección transversal encontramos 3 tipos de secciones, recogidas en la *Figura 11*. El hecho de que la sección se encuentre aligerada, es decir, maciza, es una cuestión económica y constructiva, ya que para cantos menores a 0,90 metros la solución con aligeramientos se convierte en una opción muy cara de ejecutar, mientras que para cantos superiores a 1,20 metros esta solución abarata el coste de la sección, y siempre cumpliendo con los requisitos estructurales en cuanto a resistencia de la sección se refiere, de ahí la afección del canto empleado.

Los aligeramientos se realizan principalmente con poliestireno expandido, siendo las formas más habituales para éstos las circulares, aunque pueden emplearse otras como octogonales, ovaladas,...

En función de su disposición longitudinal, el canto de esta tipología de puentes puede ser constante a lo largo del mismo, o ser variable, empleándose las de canto variable para salvar luces mayores que las de canto constante.

Las esbelteces pues dependen tanto de la luz a salvar como de la disposición longitudinal, como queda recogido en la *"Instrucción de construcción. Obras de paso de nueva construcción"* (Figuras 11 y 12).

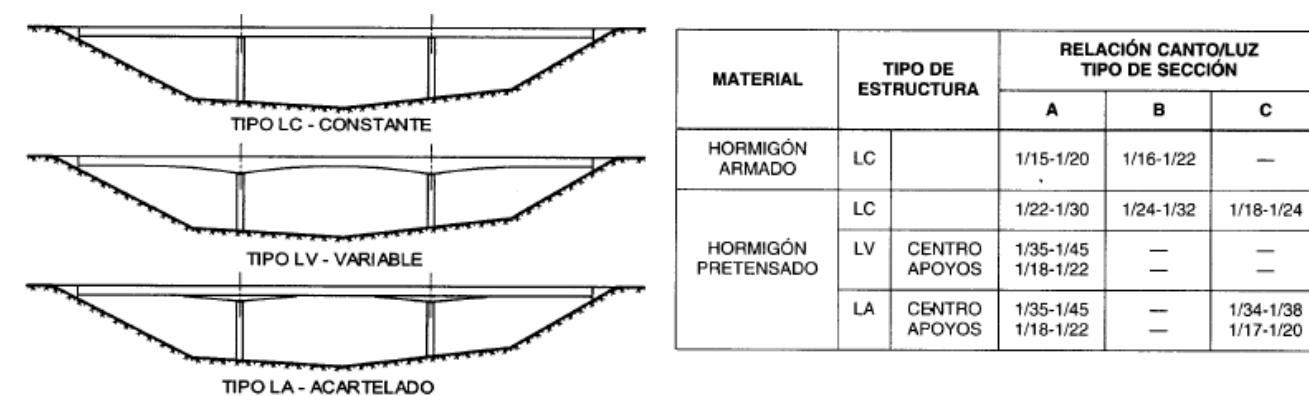


Figura 12. Distribución longitudinal puentes losa. Esbelteces

Dadas las características de este tipo de puentes la relación en las longitudes de los vanos es de  $L_1=0,8L$  siendo  $L_1$  la longitud de los vanos extremos y  $L$  la longitud de los centrales, para mejorar la distribución de flectores en el tablero.

Así pues se estudia un puente de 3 vanos con luces de 29,2; 36,5 y 29,2 metros logrando una longitud total de 94,9 metros, en la cual el canto de la losa de canto constante es de 1,35 metros (*Figura 13*).

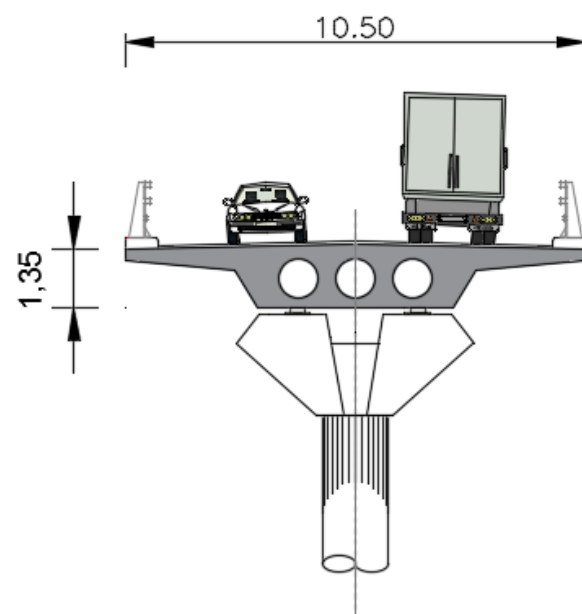


Figura 13. Sección transversal losa canto constante

También se ha estudiado una losa con 4 vanos de 21,4 y 26,7 metros, con una longitud total de 96,2 metros (Figura 14).

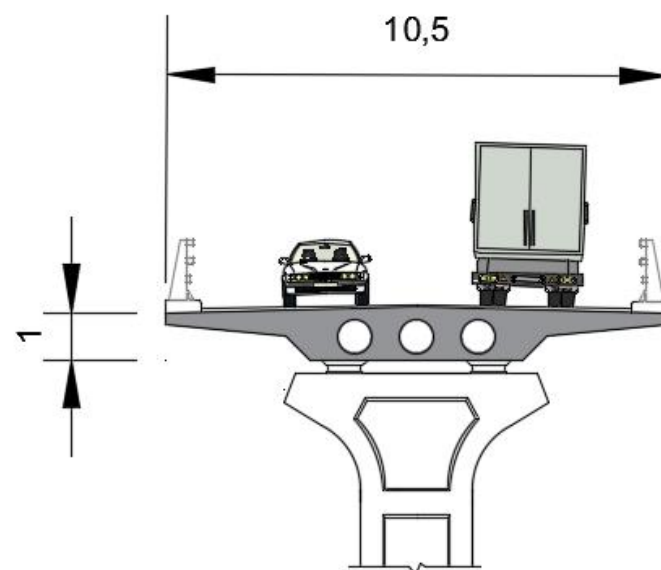


Figura 14. Sección transversal losa canto constante

El proceso constructivo depende principalmente de las alturas de las pilas y del número de vanos. Para puentes de hasta 4 vanos y alturas de pilas menores a 20 metros se suele emplear un cimbrado de todo el tablero, hormigonando todo el puente de forma continua. Cuando el tablero supera estas características se recurre, tanto por cuestiones económicas como por cuestiones técnicas en el caso de pretensados, a la construcción por fases, donde la continuidad de pretensado entre fases se establece mediante conectores en los frentes de fases. Para este proceso, si la altura de pilas es moderada se puede emplear cimbrado de todo el tablero, pero en el caso de alturas de pilas mayores es necesario el uso de cimbras autoportantes o autolanzables, las cuales se apoyan sobre las pilas durante su avance.

### Cajón

Los cajones son secciones cerradas huecas con dos alas en la parte superior y cuyo interior puede ser monocelular o multicelular. Se emplean para cubrir rangos de luces mayores a las losas y por ello el canto adquiere una importante relevancia. Es por ello que se trata de estructuras con alto grado de importancia tanto técnica como económica, donde es necesario realizar un estudio del proceso constructivo a la hora de diseñar la sección.

El caso más sencillo de ejecutar es el de cajón monocelular, por lo que hasta anchuras de 16 metros es la opción ejecutada. Para anchuras mayores se opta bien por cajones multicelulares o se puede emplear unicelulares pero estabilizando los voladizos.

Las secciones pueden ser de almas verticales o almas inclinadas, las cuales, para cajones de canto constante, no adquieren mayor relevancia una respecto a la otra; pero sí en el caso de cajones de canto variable, donde prevalece la sección de almas verticales por sencillez en la ejecución y para asegurar un ancho mínimo en la base, ya que en los apoyos el canto es mayor y podría darse el caso de que la dimensión inferior del tablero fuese menor a la necesaria.

Para esta tipología de puentes, que presentan un gran canto, las relaciones canto/luz empleadas son, en el caso de cajón de canto constante de 1/18 a 1/22, y en el caso de canto variable, para el centro del vano y en los estribos de 1/40 a 1/55, y en los apoyos de 1/18 a 1/22.

En cuanto a los procesos constructivos, los más habituales para los cajones son por cimbra convencional, por tramos sucesivos, por empuje, y mediante vanos sucesivos (dovelas).





En este caso se ha estudiado el uso de secciones en cajón en un puente de 3 vanos donde el canto es constante de valor 2 metros y en un puente de 2 vanos donde el canto es variable, de 1,35 metros en el centro de vano y estribos, y 2,4 metros en los apoyos.

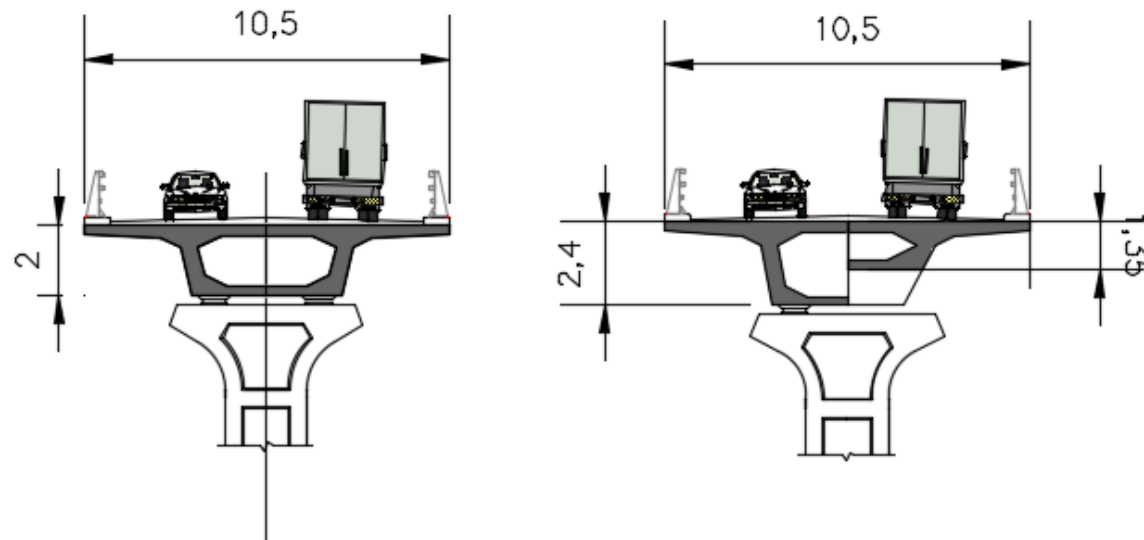


Figura 15. Sección transversal cajón de canto constante y variable

### Arco

Como ya se ha comentado anteriormente, esta tipología trabaja transmitiendo las cargas sobre el tablero hasta el terreno mediante un arco el cual se encuentra completamente comprimido, generando sobre el terreno reacciones verticales y horizontales, por lo que éste debe tener las características necesarias para soportar dichos esfuerzos.

Esta tipología se trata de una de las más vistosas ya que permite salvar grandes luces mediante el uso del arco, el cual puede ocupar distintas posiciones en la distribución del tablero, por lo que se tiene:

- Arco de tablero superior: El arco se encuentra situado por debajo del tablero en su totalidad, siendo lo más común que sean tangentes en la clave del arco, uniendo ambos elementos a lo largo de la traza mediante pilas.
- Arco de tablero inferior: El arco se encuentra en su totalidad por encima del tablero, generando la unión entre ambos mediante tirantes. También se conocen como *Bowstring*.
- Arco mixto: En este caso el tablero se encuentra intersectando al arco, de forma que la unión entre ambos se realiza mediante tirantes en el tramo en el que el arco se encuentra por encima, y mediante pilas donde éste se encuentra por debajo.

En este caso, debido a la orografía del terreno, solo han sido de estudio los casos de tablero inferior.

En el caso de puentes arco de hormigón, que son los estudiados en el anejo, los arcos están formados por secciones huecas cerradas y los tableros se conforman, al estar sujetos mediante cables, por 2 secciones cajón situadas en los laterales de la sección transversal, próximos a la posición de los cables.

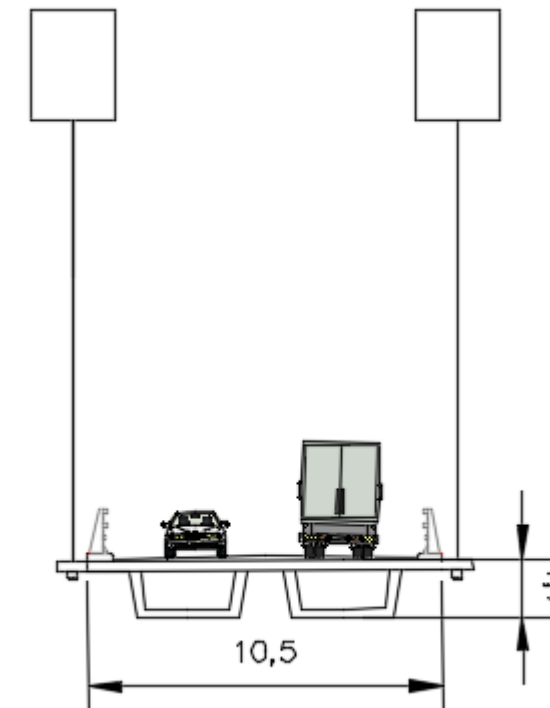


Figura 16. Sección transversal puente arco

### Atirantado

Los puentes atirantados se caracterizan por tener generalmente uno varios pilones centrales de los que se suspende el tablero directamente, aunque también existen variantes donde el pilón se encuentra en un extremo únicamente. Estos puentes presentan partes que trabajan a tracción y partes a compresión.

En cuanto a los tirantes, éstos pueden disponerse en un único plano de atirantado si están situados en el centro del tablero, o dos si lo hacen en los extremos. Y pueden ser paralelos o disponerse de forma radial desde la cabeza del pilón.

Debido a los condicionantes topográficos del terreno a salvar, no se ha tenido en consideración esta tipología estructural debido a que se estaría produciendo un



sobredimensionamiento para la altura de barranco y la luz a salvar, pudiendo recurrir a soluciones más funcionales y económicas. .

## 2.6. Pilas

Las pilas son los elementos encargados de soportar el tablero y sus cargas, transmitiendo los esfuerzos que generan al terreno.

La morfología de las mismas está condicionada principalmente por la altura que deben alcanzar y el tipo de tablero que tienen que sustentar. Otro factor que puede afectar a su morfología es la situación en la que deben emplazarse ya que las afecciones que pueden sufrir varían en función de ello.

Para el estudio de las pilas es necesario realizar una distinción previa en función de la altura, obteniendo así dos tipos de pilas, las pilas de altura moderada y las pilas de gran altura.

Las primeras son siempre de sección maciza y se clasifican en pilas de tipo tabique, donde la pila ocupa toda la sección transversal del tablero en su parte inferior, y pilas de uno o varios fustes, las cuales son de secciones más simples. En estas últimas es necesario añadir siempre una cabeza en las pilas en función de la tipología y anchura del tablero.

Por otro lado, las pilas de gran altura presentan mayores solicitaciones, por lo que es necesario recurrir a secciones con dimensiones apreciables y por tanto se emplean secciones aligeradas interiormente.

Las tipologías estudiadas se pueden observar en las *Figuras 9, 10, 13 y 15* en función de la tipología del tablero.

## 2.7. Valoración de las posibles soluciones. Primera fase.

Como ha quedado definido en el apartado 2.5 de este anejo de estructuras, las tipologías estudiadas para resolver el paso superior en el barranco del Remedio son: puente de vigas Doble T, de vigas Artesa, de Losa, de Cajón y Arco.

En el estudio se han obtenido las distintas soluciones mediante la resolución de la luz total del barranco con diferente número de vanos, obteniendo así para cada número de vano las distintas opciones, las cuales se han desarrollado en una primera fase más esquemática de la situación.

Nº de vanos	Tipología estructural		
	Puentes viga	Puentes arco	Puentes atirantado
1	-----	Arco superior	-----
2	Losa CC, Cajón CC Y CV	-----	-----
3	Doble T, Artesa, Losa CC y Cajón CC	-----	-----
4	Doble T, Artesa y Losa CC	-----	-----

Tabla 1. Distribución puentes estudiados según número de vanos

En la *Tabla 1* se pueden observar los distintos tipos de puentes que se han planteado para resolver el desnivel.

Dadas las características orográficas de la zona, de la geometría de la traza y de la situación en la que se encuentra el barranco, las opciones tanto de puente atirantado como de puente arco quedan excluidas de estudio debido a que suponen una solución con un coste demasiado elevado para las características y condicionantes existentes en la zona, por lo que las únicas soluciones que podrían ser válidas serían las de puentes viga.

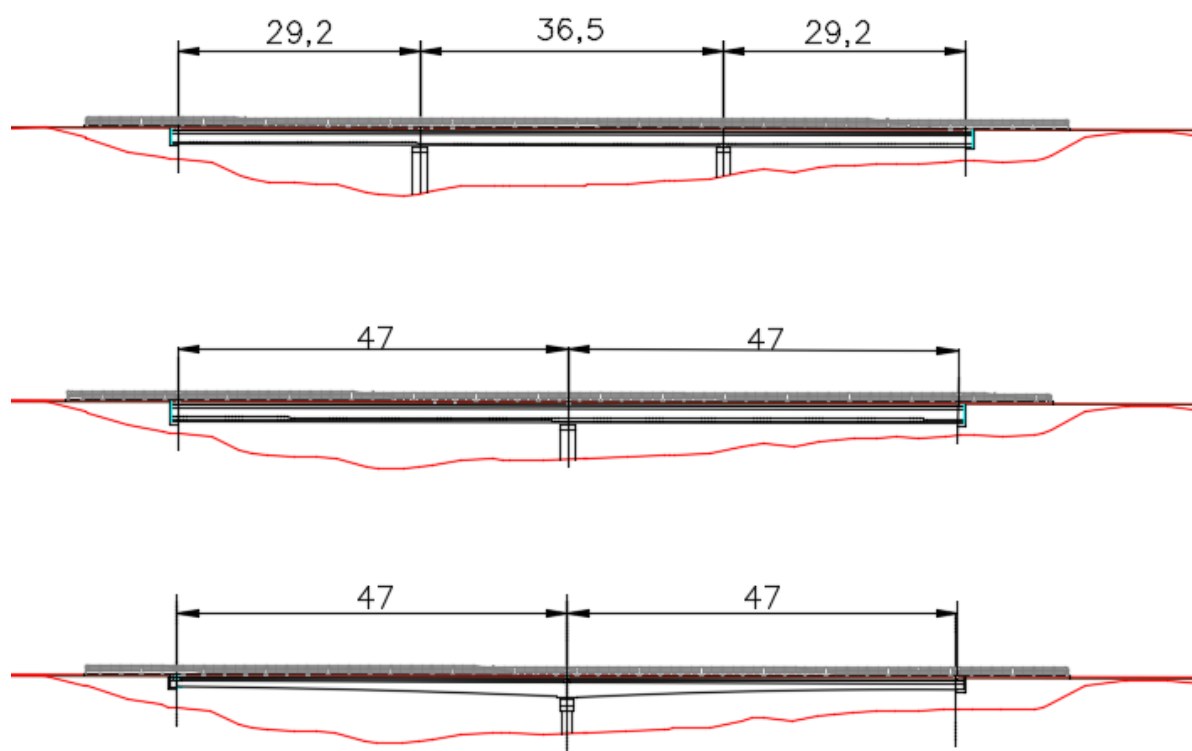


Figura 17. Perfil sección cajón 2 y 3 vanos

En cuanto a la sección cajón, en la Figura 17 se recogen las 3 opciones posibles, de las cuales la solución considerada como óptima sería la primera, que se trata de un cajón de canto constante de 36,5 metros de luz principal. De esta forma aunque hay una pila más, la longitud de vano es menor que para 2 vanos y se disminuye el canto de la sección, así como la facilidad del proceso constructivo.

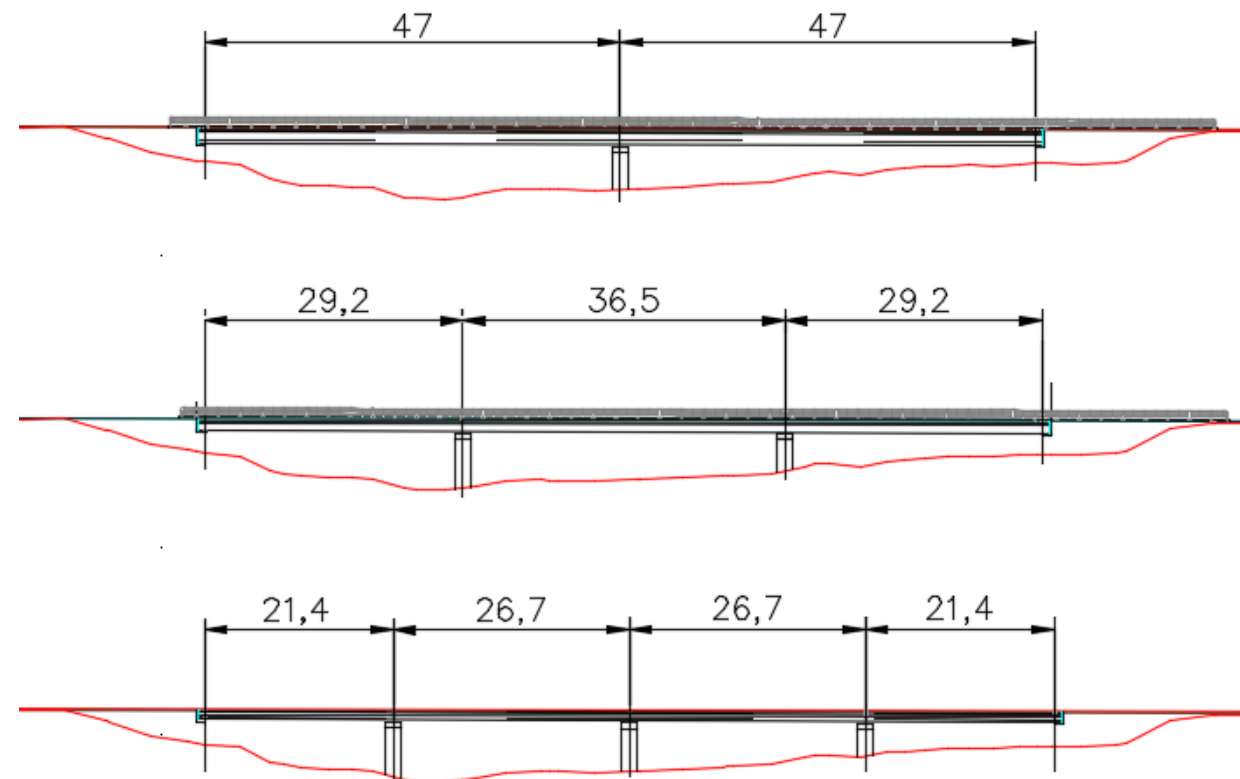


Figura 18. Perfil sección losa 2, 3 y 4 vanos

Para las secciones losa se han estudiado las presentes en la Figura 18. Para este caso la solución escogida es la segunda, que es una losa de canto constante con 3 vanos, siendo la solución intermedia y que mejor se adapta a la relación facilidad constructiva-economía.

Finalmente, para las soluciones de vigas Doble T y Artesa, se escogerá para un estudio más en profundidad junto con la solución de puente cajón de 2 vanos, y la de puente losa de 3, un puente de 3 vanos tanto para vigas Doble T como Artesa, ya que es la opción más económica y óptima para el número de vanos y luces dadas.

Así pues, las soluciones que pasarán a ser objeto de estudio para determinar cuál es la solución más favorable para resolver la problemática existente son:

- Vigas Doble T 3 vanos
- Vigas Artesa 3 vanos
- Losa de canto constante 3 vanos
- Cajón de canto constante 2 vanos



## 2.8. Justificación de las soluciones adoptadas. Segunda fase.

En este apartado del anejo se pretende valorar aquellas posibles alternativas que, por sus características económicas, estructurales y funcionales pueden ofrecer una solución apta para la resolución del paso superior situado en el barranco del Remedio, justificando así qué solución cumple mejor con los requisitos necesarios para tal fin.

Estas alternativas son las seleccionadas del primer estudio de soluciones, apartado 2.7, en el que se han descartado aquellas opciones que se encontraban lejos de poder llegar a ser una solución definitiva, tanto por su economía como por su funcionalidad, llegando así a una primera preselección.

### 2.8.1. Método PRES

Se trata de un método multicriterio para la toma de decisiones, desarrollado por el Profesor Gómez-Senent. Trata de determinar la alternativa más favorable mediante una comparación con el resto de alternativas posibles para todos los criterios establecidos en el estudio de soluciones. Así se obtiene la solución óptima, que será aquella que tenga menos debilidades ante el resto de alternativas y sea mejor en el mayor número posible de criterios.

#### 2.8.1.1. Funcionamiento

El sistema de valoración sigue una metodología sencilla.

- En primer lugar se establecen los criterios (Cj) que son de importancia para la valoración de las alternativas y se asigna, a cada criterio el peso específico correspondiente (Pj).
- Seguidamente se realiza una valoración de los criterios para cada una de las alternativas (Xij).
- Una vez establecidos los criterios y asignados los pesos se procede a la determinación de la matriz de valoración, que viene determinada por la siguiente expresión:

$$Q(i,j) = \frac{X_{ij}}{X_{jmax}} * P_j$$

Donde Xij es el valor obtenido por la alternativa Xi para el criterio Cj, y Xjmax es el valor máximo de puntuación para el mismo criterio.

- Después se determina la matriz de dominación. Los valores de ésta vienen dados por la suma de las diferencias de los valores para cada criterio y alternativas, como queda definido en la siguiente expresión:

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

Siendo siempre Q(i,k)>Q(j,k) para evitar diferencias negativas.

- Una vez se ha obtenido la matriz de dominación, se obtienen los valores Di mediante la suma de las filas de dicha matriz, determinándose así la prelación de la alternativa i respecto del resto; y di como suma de las columnas correspondientes, lo que permite obtener las ventajas del resto de alternativas respecto a la estudiada.
- Finalmente se concluye con la determinación, para todas las alternativas estudiadas, de la relación Di y di, de forma que la solución óptima viene definida por el valor

$$Max\left[\frac{D_i}{d_i}\right]$$

De esta forma se obtiene de forma rápida y eficaz qué alternativa es mejor que el resto y la diferencia respecto al resto.

#### 2.8.1.2. Criterios y pesos

Para la realización de la valoración se han seleccionado una serie de temas que se dividen en los criterios a valorar para la obtención de la solución óptima. Los temas son los siguientes:

- Ambiental
- Infraestructura
- Seguridad
- Económico
- Social

Dentro de cada tema tenemos, como se indica en la *Tabla 2*, los criterios a valorar y el peso que se le da a cada uno de ellos en la ejecución del proyecto.



ALTERNATIVA CENTRO

TEMA	CRITERIOS	ASIGNACIÓN PESOS	
		SubPeso	Peso Criterio
AMBIENTAL	cultivos afectados	5	5,8
	impacto fauna local	3	
	ruido	7	
	Intrusión visual	7	
	contaminación aire	7	
INFRAESTRUCTURA	Movimientos de tierra	5	7,5
	expropiaciones	7	
	tiempo de ejecución	9	
	complejidad construcción	9	
SEGURIDAD VIAL	zona riesgos accidentes	5	5
	geometría	5	
SOCIAL	tiempo de viaje	7	6
	accesibilidad	7	
	disminución ruido en el pueblo	7	
	generación empleo	7	
	Reducción a la exposición de la polución	7	
	variación de la demanda	7	
ECONÓMICO	costos de construcción	9	24,3
	gastos de mantenimiento	9	
<b>Peso total</b>			<b>24,3</b>

Tabla 2. Criterios y pesos. Método PRESS

Cada criterio presenta un peso en función de su importancia siguiendo el siguiente criterio:

- 1 Muy poco importante
- 3 Poco importante
- 5 Importancia media
- 7 Algo importante
- 9 Muy importante

Una vez asignados a cada criterio su peso, se procede a asignar a cada alternativa la ponderación que ésta presenta para cada uno de los criterios (Tabla 3).

CRITERIOS	VALORACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS			
	I	II	III	IV
	Viga doble T	Viga artesana	Puente losa cte	Puente cajón cte
cultivos afectados	3	3	3	3
impacto fauna local	1	1	1	1
ruido	3	3	5	5
Intrusión visual	3	3	1	3
contaminación aire	3	3	5	5
Movimientos de tierra	1	1	3	3
expropiaciones	5	5	5	5
tiempo de ejecución	7	7	5	3
complejidad construcción	5	5	7	7
zona riesgos accidentes	3	3	3	3
geometría	5	5	5	5
tiempo de viaje	7	7	3	3
accesibilidad	5	5	3	3
disminución ruido en el pueblo	3	3	5	5
generación empleo	3	3	5	5
Reducción a la exposición de la polución	5	5	3	3
variación de la demanda	5	5	5	5
costos de construcción	5	5	3	3
gastos de mantenimiento	5	3	5	5

Tabla 3. Pesos de cada alternativa para cada criterio

De esta forma se puede obtener la matriz de valoración, que establece el peso del criterio en cuestión con respecto al peso total de valoración (Tabla 4), y a partir de esta matriz se obtiene la matriz de dominación (Tabla 5), donde se establece la forma en que la alternativa en cuestión predomina sobre cada una de las restantes alternativas, y como el resto predomina sobre dicho criterio.



Matriz normalizada Alternativas				
Peso sobre el total	I	II	III	IV
0,2386831	0,26	0,26	0,30	0,34
0,308642	0,45	0,45	0,50	0,45
0,2057613	0,40	0,40	0,40	0,40
0,2469136	0,38	0,36	0,32	0,32
<b>1,0</b>	<b>1,5</b>	<b>1,5</b>	<b>1,5</b>	<b>1,5</b>

Tabla 4. Matriz de valoración

Indice PRES			
	Di (FILAS)	di (COLUMNAS)	li
I	0,7887243	0,0440741	17,895425
II	0,8701646	0,0490123	17,753988
III	0,8398765	0,0342387	24,530048
IV	0,8104527	0,0555556	14,588148

Tabla 6. Puntuación final

MATRIZ DE DOMINACIÓN				
	I	II	III	IV
I	-	0,004938272	0,014814815	0,014814815
II	0	-	0,009876543	0,025308642
III	0,0249794	0,024979424	-	0,015432099
IV	0,0190947	0,01909465	0,009547325	-
V	0	0	0	0
VI	0	0	0	0

Tabla 5. Matriz de dominación

Sumando las columnas de la matriz de dominación se obtiene cómo predomina dicha alternativa sobre el resto en conjunto, y sumando las filas como el conjunto se impone a dicho criterio, por lo que, mediante el cociente entre ambos valores obtenemos la puntuación final de cada una de las alternativas, siendo la óptima aquella que obtenga una puntuación mayor.

### 2.8.1.3. Valoración y resultados de las alternativas

En la Tabla 6 se pueden observar los resultados obtenidos de cada una de las alternativas, de forma que se establece de forma rápida y sencilla la posición que ocupa cada una de las alternativas como solución final.

Como queda reflejado, la alternativa 3, losa de canto constante de 3 vanos, es la alternativa que más puntuación presenta en el cómputo global de la valoración, por lo que ésta es la alternativa más favorable a realizar para solucionar la problemática existente.

### 2.8.1.4. Conclusión y comentarios

Como se ha explicado en el apartado anterior, aquella solución que consiga una mayor puntuación en el PRESS será la que mejor cumpla con las condiciones y características necesarias para salvar el barranco, siendo ésta la alternativa 3, que es la losa de canto constante de 3 vanos y 94,9 metros de longitud, seguida por la sección de vigas Doble T.

Esta opción predomina sobre el resto debido a que se trata de una solución que presenta un mejor aspecto visual que las opciones prefabricadas, así como por tratarse de una solución in-situ, lo que elimina las operaciones de transporte y las posibles problemáticas que esto suponga en lo que se refiere al acceso a la zona de operaciones. Además, en esta solución se ha optado por apoyos con una única pila por apoyo, por dos en las soluciones prefabricadas, por lo que se reduce tanto en ocupación como en operaciones de construcción.

En lo que se refiere al cajón, ésta opción es una solución demasiado cara para las características y condiciones a salvar, es por ello que ésta presenta la puntuación más baja en la valoración.



### 3. BASES DE PROYECTOS

#### 3.1. 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

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

Son aquellos que al ser superados dejan fuera de servicio la estructura por motivos de funcionalidad, comodidad o apariencia estética.

Se considerarán los siguientes estados límite:

- E.L.S. de deformaciones que afecten la apariencia o funcionalidad de la obra, o que causen daño a elementos no estructurales.
- E.L.S. de vibraciones inaceptables para los usuarios del puente o que puedan afectar a su funcionalidad o provocar daños en elementos no estructurales.
- E.L.S. de plastificaciones en zonas localizadas de la estructura que puedan provocar daños o deformaciones irreversibles. Uno de los objetivos de la comprobación de este E.L.S es evitar los fenómenos de fatiga oligocíclica.
- E.L.S. de compresión excesiva del hormigón.
- E.L.S. de fisuración del hormigón traccionado.

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

Son aquellos que al ser superados dejan fuera de servicio la estructura por colapso total o parcial de la misma, o bien afectan a la seguridad de las personas.

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

- E.L.U. de pérdida de equilibrio, por falta de estabilidad de una parte o la totalidad de la estructura, considerada como un cuerpo rígido.
- E.L.U. de rotura, por deformación plástica excesiva, inestabilidad local por abollamiento o pérdida de estabilidad de una parte o de la totalidad de la estructura.

- E.L.U. de fatiga, por fisuración progresiva bajo cargas repetidas.

#### 3.2. Valores característicos de las acciones

Con carácter general se han seguido los criterios especificados en las Instrucciones indicadas en el apartado 1.3.1 del presente documento.

##### 3.2.1. Acciones permanentes

Referidas a los pesos de los elementos que constituyen la obra, y se supone que actúan en todo momento, siendo constante en magnitud y posición. Constituidas por el peso propio y la carga muerta.

El peso propio se obtendrá considerando la geometría teórica de la estructura, considerando el peso específico del hormigón de  $25,0 \text{ Kn/m}^3$ .

La carga muerta es la debida a los elementos no resistentes, siendo en este caso:

- Pavimento: Se obtendrá su valor a partir de su peso específico de  $23 \text{ Kn/m}^3$  y del espesor medio de la pastilla asfáltica. Obtendremos una carga superficial de valor:

$$P = 23 * ((2 * 0,06 + 4,5 * 0,02) * 0,5) = 2,415 \text{ Kn/m}^2$$

- Pretiles: Supondrán una carga muerta lineal a lo largo de toda la longitud del puente, situada en los bordes de la sección. Su carga se calculará teniendo en cuenta el peso de su soporte metálico, que se tomará como  $100 \text{ Kg/m}$ , y el bloque del hormigón (espesor\*canto\*peso específico) :

$$p = 1 \frac{\text{Kn}}{\text{m}} + 0,75 \text{ m} * 0,25 \text{ m} * 25 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^3} = 5,7 \text{ Kn/m}$$

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

Se tendrán en cuenta como acciones permanentes de valor no constante tanto la acción del pretensado, que sufrirá pérdidas de pretensado tanto instantáneas como a largo plazo, así como las acciones reológicas de retracción y fluencia.



En general, según lo indicado en el artículo 20.2.1 de la EHE-08, la fuerza de pretensado  $P_o$  ha de proporcionar sobre las armaduras activas una tensión  $\sigma_{po}$  no mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\sigma_{po} \leq 0,7f_{pmax}$$

$$\sigma_{po} \leq 0,85f_{pk}$$

De esta forma, teniendo en cuenta que se ha escogido una losa aligerada de 4 almas, con una disposición de pretensado de 2 tendones por alma y 22 torones por tendón, se obtiene un valor de 4296,6 Kn por tendón, según el catálogo VSL STRAND POST-TENSIONING SYSTEMS, que entrando con acero de Y1860S, un diámetro de 15,7 mm y un  $A_p=150 \text{ mm}^2$ , para 22 torones por tendón, obtenemos una fuerza de 6138 Kn, el cual será limitado por la condición de no superar el 70% del  $f_{pmax}$ .

El valor característico de las acciones reológicas se obtendrá a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia, determinadas en el instante  $t$  en que se evalúen, de acuerdo con lo que especifique en la vigente Instrucción de hormigón estructural (EHE-08).

De esta forma, se calculará una deformación de retracción por secado  $\epsilon_{cd}$ , y una deformación de retracción autógena  $\epsilon_{ca}$ , que permitirán obtener el acortamiento del puente. Para obtener las acciones provocadas por este efecto, se calculará un incremento de temperatura  $\Delta T(^{\circ}\text{C})$ , mediante el cociente entre el acortamiento sufrido por la estructura y un coeficiente de dilatación térmica  $\alpha_i = 1 \times 10^{-5}$ .

Para el cálculo de la deformación por fluencia  $\epsilon_{co}$ , se tendrá en cuenta la deformación instantánea para una tensión unidad, y la deformación de fluencia, dependientes del módulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón ( $E_{c28}$ ), el módulo de deformación longitudinal secante del hormigón ( $E_{c10}$ ) y el coeficiente de fluencia  $\phi(t,t_0)$ .

### 3.2.3. Acciones variables

Como acciones variables incidentes en la estructura se tendrán en cuenta las sobrecargas de uso, la acción del viento en tablero y pilas, acciones térmicas, frenado, fuerza centrífuga, nieve y otras posibles acciones variables.

La sobrecarga de uso está compuesta por la acción simultánea de:

-Una sobrecarga uniforme que se extenderá longitudinalmente y transversalmente, en todas las zonas que sean desfavorables en el tablero.

- Uno o más vehículos pesados, constituidos por dos ejes cuya carga por eje  $Q_{ki}$  viene dado por la tabla 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso en la IAP-11.

La normativa dispone en su artículo 4.1.1 División de la plataforma del tablero en carriles virtuales la modelización del tablero en bandas virtuales, de forma que en cada carril se distribuyan diferentes valores de carga buscando los casos más desfavorables.

De esta forma, se realizará una subdivisión de la calzada en 3 carriles de 3 metros, en los cuales, según la tabla 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso de la IAP-11, se supondrá que en el carril virtual más cargado actúa una fuerza uniforme de  $9 \text{ Kn/m}^2$ , y un vehículo pesado de 300 Kn por eje.

En el segundo carril más cargado, actuará simultáneamente una sobrecarga uniforme de  $2,5 \text{ Kn/m}^2$  y un vehículo pesado de 200 Kn por eje.

En el carril virtual menos cargado, actuará una sobrecarga de  $2,5 \text{ Kn/m}^2$  y 100 Kn por eje.

El viento actuará como una carga lineal a lo largo de toda la longitud del puente, afectando tanto al tablero como a las pilas.

Según el apartado 4.2.3 "Empuje del viento de la IAP-11", el empuje del viento sobre cualquier elemento se calculará como:

$$F_w = \left[ \frac{1}{2} \rho v b^2(T) \right] * c_e(z) * c_f * A_{ref}$$

Se podrá adoptar un cálculo simplificado según el apartado 4.2.8 en los casos donde la luz entre ejes de apoyo sea menor a 40 metros, y las pilas no superen una altura máxima de 20 metros.

Para un entorno Tipo II, y una velocidad básica del viento de 26m/s (figura 4.2-a de la IAP-11), acudiendo a la Tabla 4.2-e "Empujes unitarios en puentes con altura de pila  $H_{max} \leq 10 \text{ m}$ ", obtenemos un empuje sobre el tablero de  $1,94 \text{ Kn/m}^2$ , y de  $2,37 \text{ Kn/m}^2$  sobre las pilas. El empuje en el tablero, se multiplicará por el canto de la sección, incrementándolo en 2 metros por los posibles obstáculos sobre el puente. Para la pila, se empleará la carga superficial obtenida, multiplicándola por el ancho de pila. De esta forma, la carga generada por el viento en el tablero y la pila serán, respectivamente:

$$V_T = 1,94 * (1,35 + 2) = 6,499 \text{ KN/m}$$

$$V_P = 2,37 * 1,5 = 3,555 \text{ KN/m}$$





El frenado se estimará como una fuerza horizontal distribuida actuando a nivel de la superficie del pavimento sobre todo su ancho.

Para el cálculo de su valor, se recurre a la IAP-11, apartado 4.1.3 *Fuerzas horizontales*, y se utilizará la expresión:

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

donde  $Q_{1k}$  es la carga por eje y  $q_{1k}$  la sobrecarga uniforme.

La carga obtenida, se dividirá entre el ancho del tablero, y la longitud de todo el puente, para obtener una carga superficial de frenado. De esta forma, se obtiene que:

$$Q_{1k} = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 94,9 = 616,23 \text{ KN}$$

$$616,23 / (10,5 \cdot 94,9) = 0,6184 \text{ KN/m}^2$$

Para tener en cuenta el efecto de la fuerza centrífuga, en puentes de planta curva, según el apartado 4.1.3.2 *Fuerza centrífuga y otras fuerzas transversales* de la IAP-11, los vehículos generarán una fuerza transversal centrífuga  $Q_{tk}$  de valor:

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

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

$$Q_{tk} = 0 \quad \text{si } r > 1500 \text{ metros.}$$

En el puente objeto de este estudio, no tendrá en cuenta dicho efecto, ya que presenta un desarrollo recto tanto en planta como en alzado.

Para evaluar el efecto de la acción térmica, se tendrá que tener en cuenta el tipo de tablero. El puente objeto de este anejo está constituido por un tablero Tipo 2 (Tableros de hormigón armado o pretensado).

Para el cálculo del efecto térmico, se acudirá a la IAP-11, apartado 4.3 *Acción térmica*.

Será necesario el cálculo de la temperatura máxima y mínima del aire a la sombra dependiente del periodo de retorno ( $T=100$  años), del clima y de la altitud:

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

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

Para  $k_1 = 0,781$ ,  $k_2 = 0,056$ ,  $k_3 = 0,393$  y  $k_4 = -0,156$ , tomando  $p$  como la inversa del periodo, y obteniendo  $T_{\max}$  y  $T_{\min}$  de la Tabla 4.3-a de la IAP-11, obtenemos los siguientes valores para la temperatura máxima y mínima:

$$T_{\max,p} = 45 \cdot (0,781 - 0,056 \cdot \ln(-\ln(1-0,01))) = 46,7374 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\min,p} = -12,125 \cdot (0,393 - 0,156 \cdot \ln(-\ln(1-0,01))) = -13,4663 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Obtenidos dichos valores, y sacando de la tabla 4.3-b los incrementos máximos y mínimos en función del tipo de tablero, se obtiene la componente uniforme máxima y mínima de la temperatura.

$$T_{e,\max} = T_{\max} + \Delta T_{e,\max} = 46,7374 + 2 = 48,7374 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + \Delta T_{e,\min} = -13,4663 + 8 = -5,4663 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Mediante los valores máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura, y a partir de la temperatura inicial  $T_0$  (temperatura media del tablero en el momento en que se coacciona su movimiento), se obtienen los valores característicos de la máxima variación de la componente uniforme de la temperatura en contracción y dilatación.

En ausencia de información, se tomará como  $T_0$  un valor de  $15 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 15 - (-5,4663) = 20,4663 \text{ } ^\circ\text{C.}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 48,7374 - 15 = 33,7374 \text{ } ^\circ\text{C.}$$

El gradiente térmico se definirá mediante el apartado 4.3.1.2 *Componente de la diferencia de temperatura*, y en la tabla 4.3-d *Componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para tableros Tipo 1 y Tipo 3*, se obtienen los incrementos de la fibra superior más caliente y la fibra superior más fría.

Esta diferencia vertical de temperatura se verá altamente influenciada por el tipo y espesor del pavimento. Se aplicará un coeficiente corrector a los incrementos anteriormente nombrados según la tabla 4.3-e *Coeficiente de influencia del tipo y espesor de pavimento*, para pavimentos distintos a 50 mm de espesor.

Aplicado los coeficientes correctores para pavimentos de 60 mm de espesor, obtenemos los incrementos de temperatura para la fibra superior más caliente y para la fibra superior más fría.

De esta forma, obtendremos los siguientes incrementos:



- Gradiente térmico con la fibra superior más caliente (lineal)  $14,1\text{ °C} - 0\text{ °C}$
- Gradiente térmico con la fibra superior más fría (lineal)  $0\text{ °C} - 8\text{ °C}$

No se considerará el efecto de la nieve como acción variable en el estudio de acciones sobre las estructura.

### 3.2.4. Acciones accidentales

Las acciones accidentales consideradas por la *IAP-11* son las siguientes:

- Impactos.
- Acción sísmica.
- Otras acciones accidentales.

No se considerarán los efectos de los posibles impactos provocados por vehículos.

La zona donde se encuentra situada las estructuras no presenta actividad sísmica, por lo que tampoco será objeto de estudio.

### 3.3. Valores representativos de las acciones

El valor representativo de una acción es el valor de la misma utilizado para la verificación de los estados límite.

Con carácter general, se han seguido los criterios especificados en la instrucción *IAP-11*, relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera.

Las acciones se definen, en su magnitud, por su valores representativos.

#### 3.3.1. Acciones permanentes (G)

Para las acciones permanentes se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico  $G_k$  o  $G^*k$ .

#### 3.3.2. Acciones permanentes de valor no constante ( $G^*$ )

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

#### 3.3.3. Acciones variables (Q)

Para cada una de las acciones variables puede considerarse con los siguientes valores representativos:

-Valor característico  $Q_k$ : Valor de las acciones cuando actúan aisladamente, definido para cada acción en el punto 3.2 de este anejo.

-Valor de combinación  $\Psi_0 * Q_k$ : Valor de la acción cuando actúa en compañía de alguna otra acción variable.

-Valor frecuente  $\Psi_1 * Q_k$ : Valor de la acción que es sobrepasado durante un período de corta duración respecto a la vida útil del puente.

-Valor casi-permanente  $\Psi_2 * Q_k$ : Valor de la acción que es sobrepasado durante una gran parte de la vida útil del puente.

Los factores de simultaneidad  $\Psi$ , vienen especificados en la *Tabla 6.1-a "Factores de simultaneidad de la IAP-11"*.

#### 3.3.4. Acciones accidentales (A)

Para las acciones accidentales se considerará un único valor representativo, coincidente con el valor característico  $A_k$ , definidas en el punto 3.2.4 de este anejo.

### 3.4. Valores de cálculo de las acciones

El valor de cálculo de una acción se obtiene multiplicando su valor representativo por el correspondiente coeficiente parcial  $\gamma_f$ . Dichos coeficientes tendrán valores diferentes según la situación de proyecto de que se trate, y según el estado límite objeto de comprobación.

Con carácter general se seguirán los criterios especificados en la instrucción *IAP-11*, relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera.

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

Para los coeficientes parciales de seguridad se tomarán los siguientes valores básicos:



El valor representativo superior  $G_{Ksup}$  ponderado por  $\gamma_G = 1,35$ , cuando su efecto sea desfavorable.

Nuevamente, cuando la estructura sea sensible a variaciones de las acciones permanentes en una y otra parte de la estructura, se considerará un valor de  $\gamma_G = 0,9$  para la parte favorable de la acción, y de  $\gamma_G = 1,1$  para la parte desfavorable.

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

Para los coeficientes parciales de seguridad se tomarán los siguientes valores básicos:

Concepto		Situaciones persistentes y transitorias		Situaciones accidentales	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes (1), (2)		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
Acciones permanentes de valor no constante	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acciones del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
Acciones variables		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$
Acciones accidentales		--	--	$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

Tabla 7. Coeficientes parciales de seguridad ELU

Concepto		Situaciones persistentes y transitorias	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
Acciones permanentes		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,00$
Acciones permanentes de valor no constante	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acciones del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
Acciones variables		$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,0$

Tabla 8. Coeficientes parciales de seguridad ELS

Para la aplicación de dichos coeficientes, habrá que tener en cuenta las siguientes prescripciones:

- Para acciones permanentes de valor constante G, los coeficientes  $\gamma_G = 1,0$  y  $\gamma_G = 1,35$ , se aplicaran a la totalidad de la acción, según sea favorable o desfavorable respectivamente.
- Cuando el comportamiento de la estructura pueda ser muy sensible a variaciones de las acciones permanentes de una a otra parte de la estructura, las partes favorables y desfavorables serán consideradas como acciones separadas, aplicándoles coeficientes  $\gamma_G$  diferentes.

La estructura objeto de este anejo no presenta dicho comportamiento, ya que presentan vanos de longitudes similares.

- Para el pavimento, se considerará para la totalidad de la acción:  
El valor representativo inferior  $G_{Kinf}$  ponderado por  $\gamma_G = 1,0$ , cuando su efecto sea favorable.

### 3.5. Combinación de acciones

Para cada situación de proyecto se identificarán las hipótesis de carga críticas, y para cada una de ellas, el valor de cálculo del efecto de las acciones se obtendrá combinando las acciones que puedan actuar simultáneamente.

Con carácter general se seguirán los criterios especificados en la instrucción IAP-11 relativos a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera.

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

La verificación de los estados límites últimos se llevarán a cabo para cada una de las situaciones de proyecto. Para cada situación, se realizará la combinación de acciones que puedan actuar simultáneamente. Las situaciones a considerar son:



- En situación persistente o transitoria.
- En situación accidental.
- En situación sísmica.

Para la verificación de los estados límites últimos en la estructura objeto de estudio, se llevarán a cabo únicamente para la situación persistente o transitoria.

Para dicha situación, la combinación de acciones se hará de acuerdo a la siguiente expresión:

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

donde:

- $G_{k,j}$  valor representativo de cada acción permanente.
- $G^*_{k,i}$  valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
- $Q_{k,1}$  valor representativo (valor característico) de la acción variable dominante.
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$  valores representativos (valores de combinación) de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.

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

La verificación de los estados límites de servicio se realizará para una única situación de proyecto, la persistente o transitoria, y tres posibles combinaciones:

- Combinación característica:

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

- Combinación frecuente:

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

- Combinación casi-permanente:

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

## 4. MODELOS DE CÁLCULO

En el siguiente apartado se realizará la descripción de los métodos empleados para la proyección, cálculo y dimensionamiento de la estructura que en el estudio de soluciones ha sido seleccionada como óptima.

De esta forma, una vez obtenido las dimensiones del barranco a salvar a partir del trazado de la rasante, conocido el ancho que se va a proporcionar para la circulación de los vehículos, y elegido el número de vanos del que constará el puente, se introduce en el programa de cálculo CSiBridge para comenzar con la modelización.

### 4.1. CSI BRIDGE

El CSiBridge es un *software* totalmente independiente que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo.

El programa está preparado para la generación de modelos con geometrías complejas y diversos tipos de cargas y análisis.

Permite la realización, análisis y comprobación de puentes de vigas de hormigón armado y pretensado, puentes mixtos, atirantados, puentes arco, colgantes...

Conocidas las dimensiones básicas de la estructura, tales como longitud, número de vanos, tipología del tablero y cargas, permite obtener un dimensionamiento a priori, proporcionándote listados de los esfuerzos, reacciones y movimientos a lo largo de la longitud de la estructura y sobre sus elementos de apoyo.

En la entrada al programa, este pide la geometría de la estructura y las características de los materiales, para realizar un predimensionamiento que podrá modificarse más adelante.

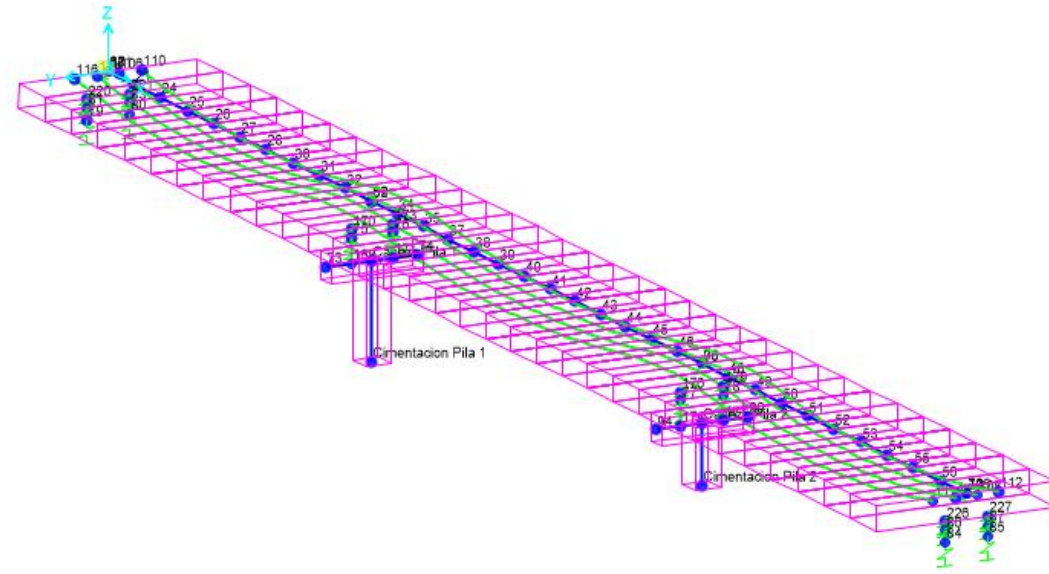


Figura 19. Geometría de la estructura

Una vez definida las dimensiones del puente, se introducirán el valor de las cargas que actúan sobre este, y las combinaciones de las acciones para los casos más desfavorables, según indican los apartados de la *IAP-11*, para obtener los esfuerzos y reacciones a los que estará sometida la estructura, y posteriormente ver si se está por debajo de los límites marcados por la normativa.

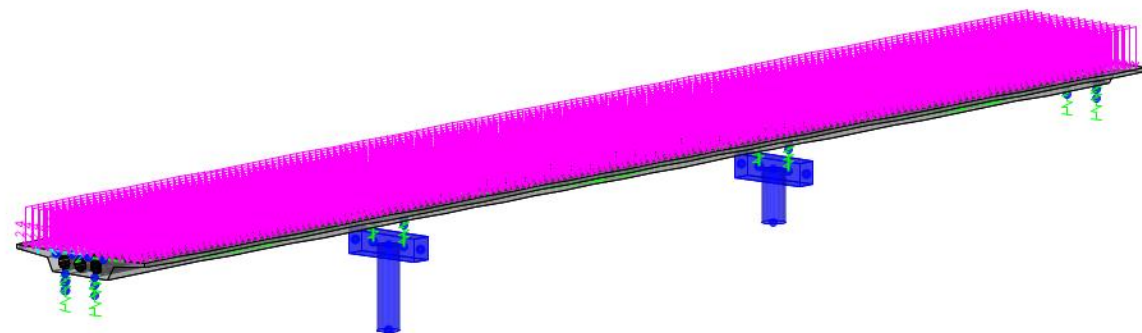


Figura 20. Puente con carga del pavimento

En la *Figura 20* se ve representado las dimensiones del puente, sometido a una carga distribuida.

Tras definir todas las acciones, y establecer las combinaciones con los coeficientes de simultaneidad y de ponderación especificados en el apartado 3.4 de este anejo, el programa te permite visualizar las leyes de esfuerzos y la deformada del tablero, pilas y estribos.

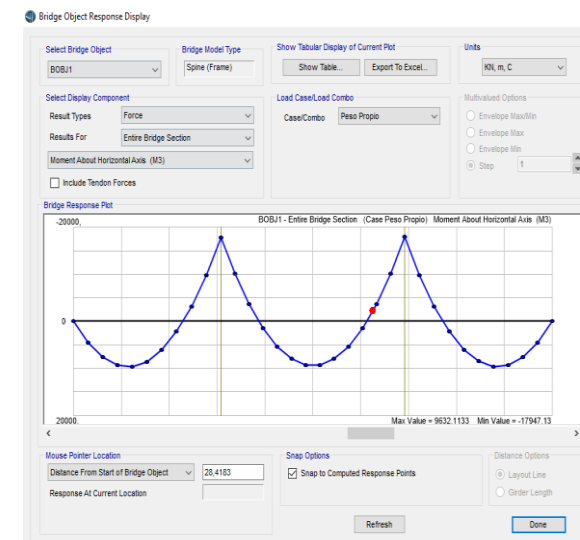


Figura 21. Ley de esfuerzos y deformada

#### 4.2. CYPE

Programa informático desarrollado por *CYPE Ingenieros* empleados para el diseño y cálculo de estructuras, instalaciones y gestión de obras y documentación de proyectos, entre otras tareas.

La amplitud de aplicación de este *software* en el ámbito de las estructuras es extensa, desde cálculos de elementos de hormigón, hasta estructuras completas armadas, tanto de hormigón como metálicas.

Se ha hecho uso de esta herramienta para el cálculo y dimensionamiento de estribos, muros de contención y zapatas de pila.

Para dimensionar los estribos y muros, introduciendo las características de los materiales y del terreno en función de la zona de localización de la estructura, de las cargas y empujes que actúan y la geometría deseada, el programa realiza un predimensionamiento del armado que permite que, con los datos de entrada introducidos, cumplan con todos los condicionantes de geometría, cuantías de armado y resistencia exigidos por la normativa que lleva implementada el programa, para el cumplimiento de su estabilidad.

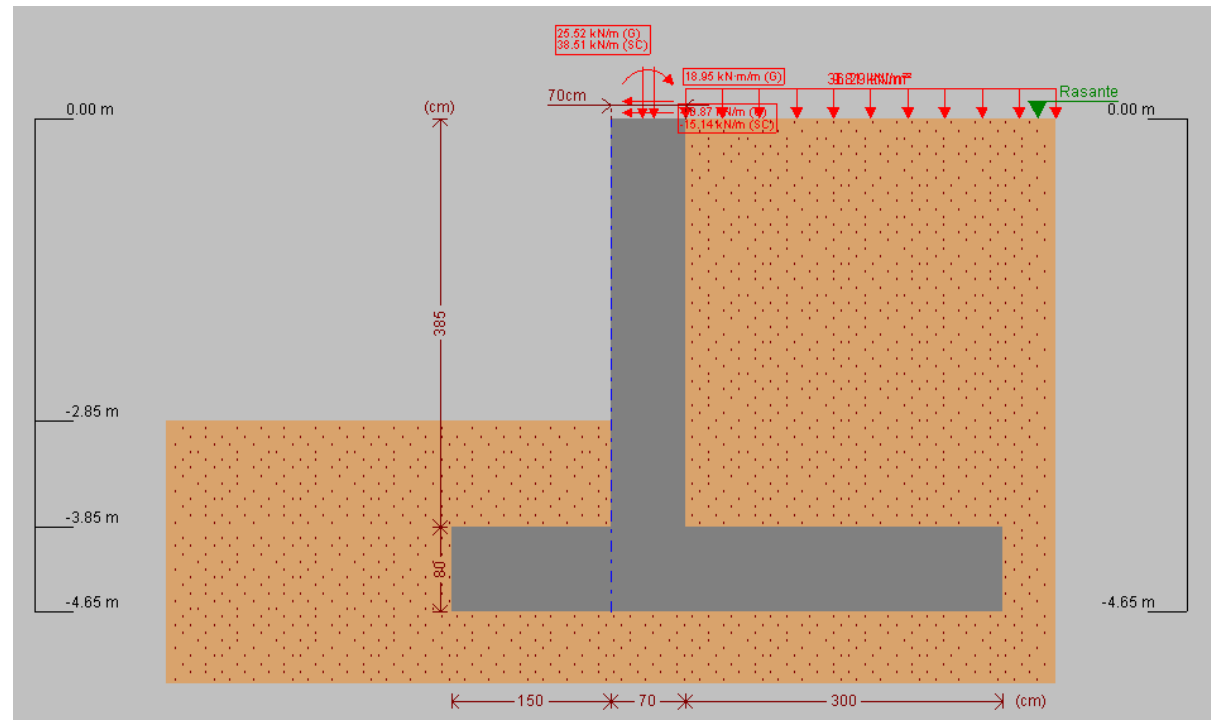


Figura 22. Dimensionamiento Estribo

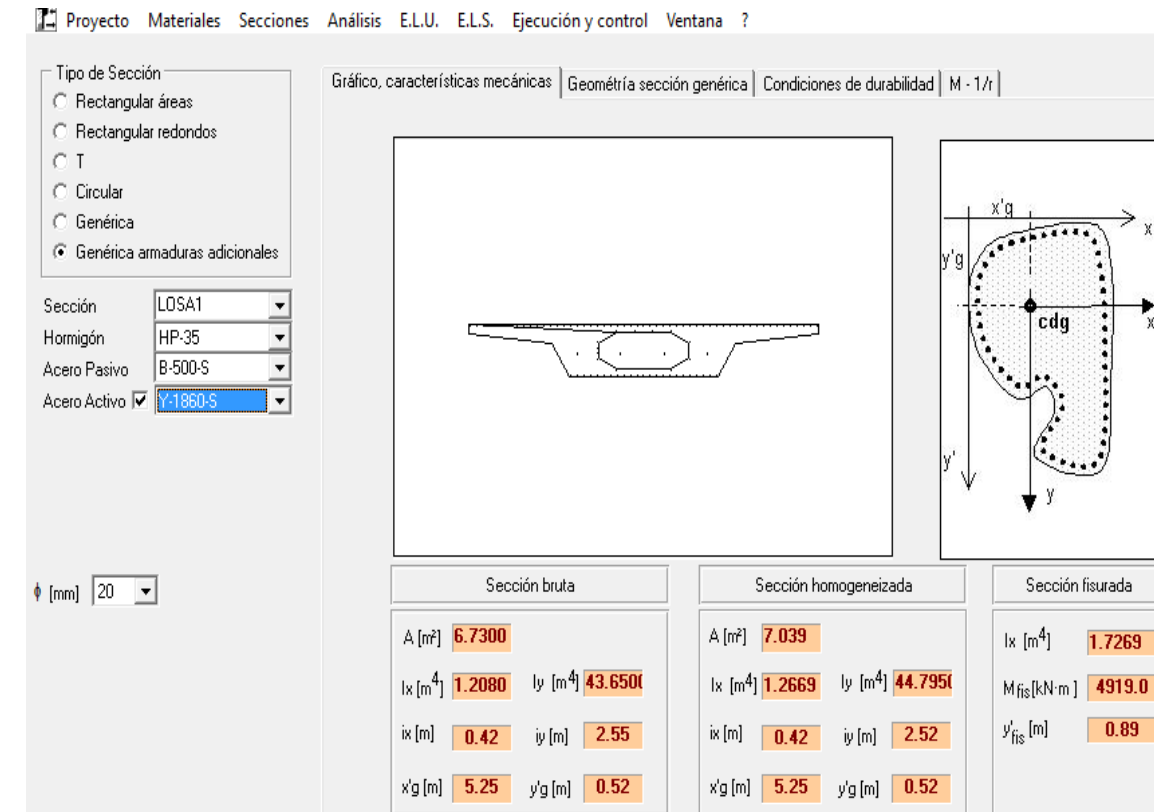


Figura 23. Sección transversal tablero

### 4.3. Prontuario informático EHE

El prontuario informático es una herramienta de cálculo de secciones de hormigón ampliamente utilizada en el proyecto de estructuras implementado por el IECA (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones).

La versión utilizada adapta su contenido a las novedades introducidas por la instrucción EHE-08.

El programa está diseñado separado en los siguientes bloques:

- Materiales
- Secciones
- Análisis
- E.L.S.
- E.L.U.
- Ejecución y control

De esta forma, definiendo las secciones deseadas, tanto del tablero, pilas, como cualquier otro elemento estructural, su armado y las características de los materiales, la aplicación te permite obtener los estados límite a los que puede llegar en función del estado límite que se esté analizando.

### 4.4. Excel

Excel es un programa informático desarrollado y distribuido por *Microsoft Corp.*

Consiste en un *software* que permite realizar tareas contables gracias a sus funciones, desarrolladas específicamente para ayudar a crear y trabajar con hojas de cálculo.

Para el desarrollo de los cálculos de esta estructura, se ha hecho uso de este programa para la exportación de los resultados de esfuerzos y reacciones que iban proporcionando los programas de diseño y cálculo, para introducir las formulaciones de la normativa para el cálculo de las acciones, y para ordenar de forma rápida y eficaz los datos que fueran de interés para el cálculo.



ALTERNATIVA CENTRO

DATOS DE CÁLCULO							CARACTERÍSTICAS DE LA CIMENTACIÓN													
	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	V(kN)	M <sub>b</sub> (kNm)	M <sub>1</sub> (kNm)	F <sub>b</sub> (kN)	F <sub>1</sub> (kN)	B(m)	L(m)	H(m)	e <sub>b</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	E' (m)	L' (m)		
Estrbo 1 Derecha ELS VTO	Combination Max	258,405	40,059	0,0002032	1,50E-015	0,0001239	24,4201	Máximo V	11828,37	212,532	436,3464	82,225	11,005	6,3	8,3	1,5	0,076172	0,128204	6,147856	8,043573
Estrbo 1 Derecha ELS VTO	Combination Min	-258,405	-40,059	-0,0002032	-1,50E-015	-0,0001239	-24,4201	Máximo Mb	11866,89	850,6043	276,3518	49,996	36,855							
Estrbo 2 Derecha ELS VTO	Combination Max	206,731	38,054	0,049	1,42E-015	0,0299	23,198	Máximo Mb	9388,799	-2,3728	1280,7	58,114	0,094							
Estrbo 2 Derecha ELS VTO	Combination Min	-206,731	-38,054	-0,049	-1,42E-015	-0,0299	-23,198	Máximo Mb	11808,17	67,6772	1204,766	117,053	3,227							
Cimentacion Pila 1 ELS VTO	Combination Max	6,71E-009	205,86	1,10E-010	0,112	7,47E-010	1255,0955	Máximo Fb	11866,89	850,6043	276,3518	49,996	36,855							
Cimentacion Pila 1 ELS VTO	Combination Min	-6,71E-009	-205,86	-1,10E-010	-0,112	-7,47E-010	-1255,0955	Máximo F1	11808,17	67,6772	1204,766	117,053	3,227							
Cimentacion Pila 2 ELS VTO	Combination Max	3,05E-008	223,544	1,26E-010	0,2756	5,96E-010	1210,4823													
Cimentacion Pila 2 ELS VTO	Combination Min	-3,05E-008	-223,544	-1,26E-010	-0,2756	-5,96E-010	-1210,4823													
Estrbo 1 Izquierda ELS VTO	Combination Max	258,405	40,059	0,0002032	1,50E-015	0,0001239	24,4201													
Estrbo 1 Izquierda ELS VTO	Combination Min	-258,405	-40,059	-0,0002032	-1,50E-015	-0,0001239	-24,4201													

Tabla 9. Cálculos y esfuerzos en Excel

## 5. MATERIALES

Las propiedades de los materiales a emplear en la elaboración del proyecto se han obtenido de las instrucciones y recomendaciones de aplicación (EHE-08, EAE-11, IAP-11).

### 5.1. Hormigón

Se han definido diferentes clases de hormigón en función de su utilización en la obra y de las solicitaciones a que se encuentra sometido.

También es necesario definir el ambiente de aplicación del mismo para establecer la clase de exposición, que de acuerdo a la tabla 8.2.2 de la EHE será IIa para las zapatas de las pilas y IIb para el resto de elementos.

#### 5.1.1. Resistencia a compresión

Se consideran las siguientes resistencias características del hormigón de acuerdo a su uso en la obra:

- HM-15: Hormigón de limpieza de resistencia característica 15MPa, empleado para homogeneizar el terreno y garantizar un correcto apoyo de las cimentaciones tanto de zapatas como de estribos.

- HA-25/B/20/IIa: Hormigón armado empleado en las cimentaciones, de resistencia característica 25MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido de 20mm y ambiente con corrosión de origen diferente de los cloruros en elementos enterrados o sumergidos.
- HA-30/B/20/IIb: Hormigón armado empleado en las pilas y estribos, de resistencia característica 30MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido de 20mm y ambiente con corrosión de origen diferente de los cloruros en elementos exteriores sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600mm.
- HP-35/B/20/IIb: Hormigón pretensado empleado únicamente en la losa del tablero, de resistencia característica 35MPa, consistencia blanda, tamaño máximo del árido de 20mm y ambiente con corrosión de origen diferente de los cloruros en elementos exteriores sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600mm.

#### 5.1.2. Módulo de elasticidad

Para tener en cuenta la variación del módulo de elasticidad en 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, en días, a partir de la fecha de hormigonado

s parámetro función del tipo de cemento:

0.20 para cementos de alta resistencia con endurecimiento rápido

0.25 para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal

0.38 para cementos con endurecimiento lento



### 5.1.3. Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón se tomará igual a  $\alpha=1 \times 10^{-5}$ .

## 5.2. Acero de armadura pasiva

### 5.2.1. Resistencia a tracción

Todos los elementos de la obra se armarán con el siguiente acero:

- B-500 S: barras de acero corrugado soldable de límite elástico 500MPa.

### 5.2.2. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad del acero se tomará igual a  $E_s=2 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.

## 5.3. Acero armadura activa

Para la realización del pretensado del tablero del puente, se emplearán torones Y-1860 S7 que se conforman cada uno por 7 alambres de acero, siendo su carga unitaria máxima igual a  $f_u=1860$ MPa.

## 5.4. Elementos de apoyo

Los elementos de apoyo estarán conformados por neoprenos zunchados, que consisten en una pastilla de neopreno, cuyas dimensiones dependerán de las cargas a las que se encuentren sometidos y de la máxima distorsión angular que tengan que soportar, que tiene en su interior láminas de acero.

Este elemento es el encargado de asegurar un correcto apoyo del tablero del puente sobre las pilas y los estribos para que la transmisión de cargas sea la idónea.

## 6. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL TABLERO

### 6.1. Modelo de cálculo

Para llevar a cabo la modelización del puente objeto de este estudio, se ha hecho uso de la herramienta informática CSiBridge, introducida en el punto 4.1 “CSiBridge” de este anejo.

Una vez conocidas las condiciones topográficas del terreno, dónde se encuentra situado y el desnivel que se deberá salvar, se hace un predimensionamiento donde se plantean diferentes tipologías de puentes con distintos números de vanos, y tras pasar por diferentes criterios de selección, se escoge la tipología de puente más sencilla, funcional y económica de entre las soluciones planteadas.

Una vez conocida la tipología a proyectar, se introducirá en el programa de cálculo el cual, como se ha explicado en el punto 4.1, proporcionará el listado de esfuerzos, reacciones y movimientos que experimentará el puente en las diferentes combinaciones de acciones producidas por las acciones a las que estará sometido.

#### 6.1.1. Definición del modelo

La solución escogida como la más óptima de entre las posibles planteadas, consiste en un una losa postesada de canto constante de valor 1,35 metros, un acho de tablero de 10,50 metros, de los cuales 7,00 metros formarán los dos carriles para el paso de los vehículos, 1,00 metros para los arcones, y 0,75 metros de ancho en los extremos del tablero para los pretiles, que servirán como elemento de contención de los vehículos.

La estructura, de alineación recta tanto en planta como en alzado, está constituida por 3 vanos de 29,2; 36,5 y 29,2 metros, con una pendiente negativa del -0,27% en su avance de PK, arrancando de una cota de 544,547 metros en el PK 2+569,97, a una cota de 544,291 metros en el PK 2+664,87.

Debido a la escasa pendiente del puente, deberá realizarse un control eficaz para la evacuación del agua.

Se dotará de un bombeo del 2% en la sección que permita la salida del agua.

La sección contiene 3 aligeramientos de sección circular de 0,45 metros de radio, separados 1,3 metros entre centros, situado el aligeramiento central en el eje de la sección.

Se ha dispuesto para para la resistencia de esfuerzos y cosido del hormigón un armado pasivo superior de 53 redondos de 16 milímetros de diámetro, y uno inferior de 23 redondos de 20 milímetros de diámetro, con recubrimientos de 5 centímetros de los bordes exteriores respectivamente. Como armadura de cortante, se ha propuesto una





cuantía de armado de 8 ramas de 12 milímetros de diámetro, cada 20 centímetros, suponiendo una cuantía de armado de  $22,62 \text{ cm}^2 / \text{m}$ .

La armadura activa dispuesta ha consistido en 2 tendones por alma, suponiendo un total de 8 tendones en la sección, de 22 torones por tendón, y 7 alambres por torón.

Según el catálogo VSL STRAND citado en el apartado 3.2.2., se aplicará una fuerza de pretensado de 4296,6 KN por tendón, para aceros de Y1860S, diámetro de 15,7 mm y un  $A_p = 150 \text{ mm}^2$ . Dicho valor es resultado de aplicar el 70% de la fuerza máxima de pretensado.

Para los puentes con una longitud superior a 100-110 metros, habrá que tener en consideración su ejecución por fases constructivas, llevando su construcción en diferentes etapas.

Como la longitud a salvar para el barranco del Remedio es de 94,9 metros, se considerará una única fase en su proceso de cálculo y ejecución.

### 6.1.2. Cargas aplicadas

Las cargas aplicadas en el tablero son las consideradas en el punto 3.2, en base a la normativa especificada en el punto 1.3 de este anejo.

## 6.2. Leyes de esfuerzos

Para el cálculo de los esfuerzos y reacciones para el diseño del puente, se han introducido en el programa de cálculo *CSiBridge* las combinaciones en E.L.U. y E.L.S. para obtener los casos más desfavorables de carga para los distintos criterios de diseño.

De esta forma, se habrá definido un E.L.U en situación persistente o transitoria, y tres E.L.S para la combinación característica, frecuente y casi-permanente, haciendo distintas combinaciones donde se hacía predominante cada una de las acciones variables.

### 6.2.1. Ley de axiles

A continuación se expone la ley de esfuerzos resultante de la envolvente de todas las combinaciones en E.L.U. a esfuerzo axil, para obtener gráficamente el máximo axil a tracción y compresión, y el punto del tablero donde se produce:

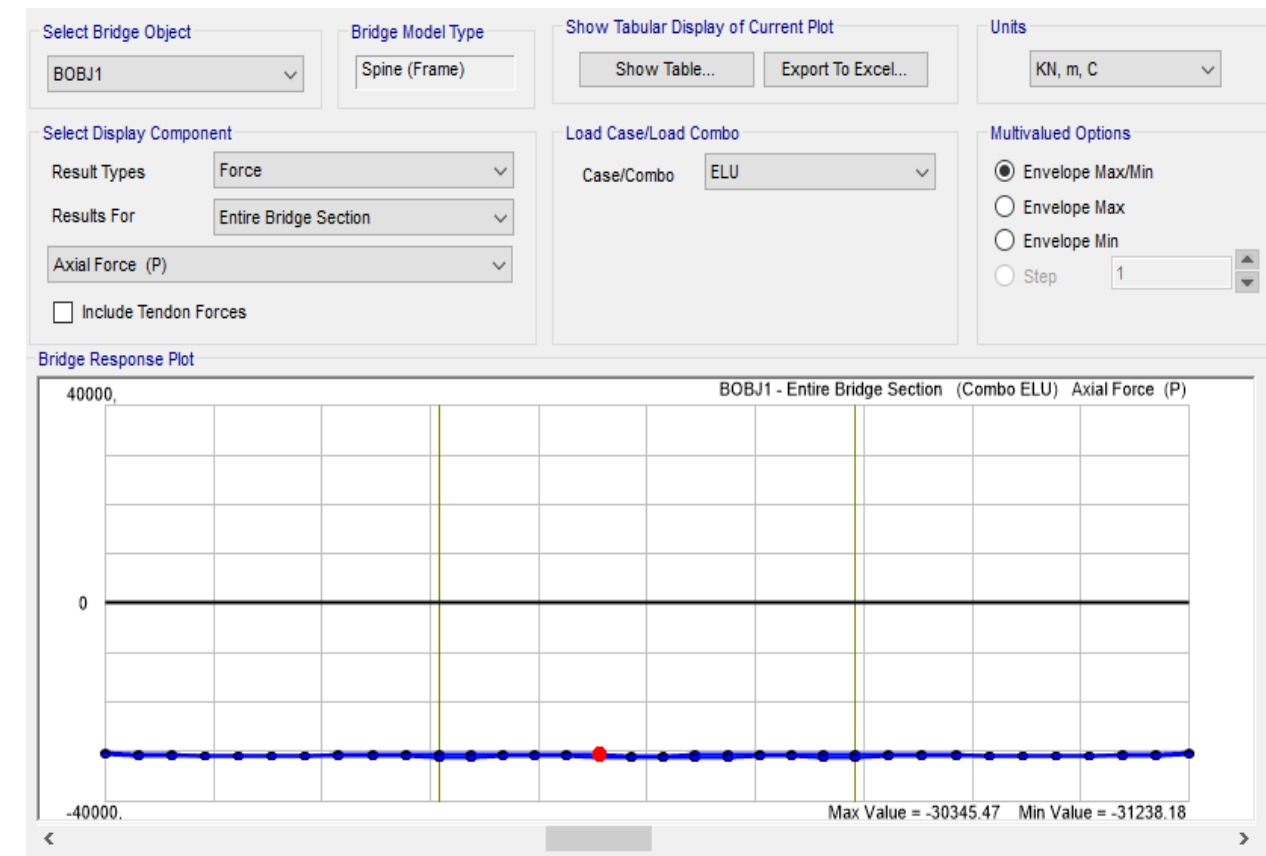


Figura 24. Ley esfuerzos Axil en ELU

Como se observa en la Figura 24, los máximos axiles en E.L.U. producidos por la combinación de todas las acciones, es de -31238,18 Kn a compresión.

Este valor es debido a que el axil predominante como esfuerzo en el tablero, es el producido por la acción del pretensado.

### 6.2.2. Leyes de momentos flectores

La ley de momentos flectores producida como la envolvente de todas las combinaciones en E.L.U. de las acciones sobre el puente es la siguiente:

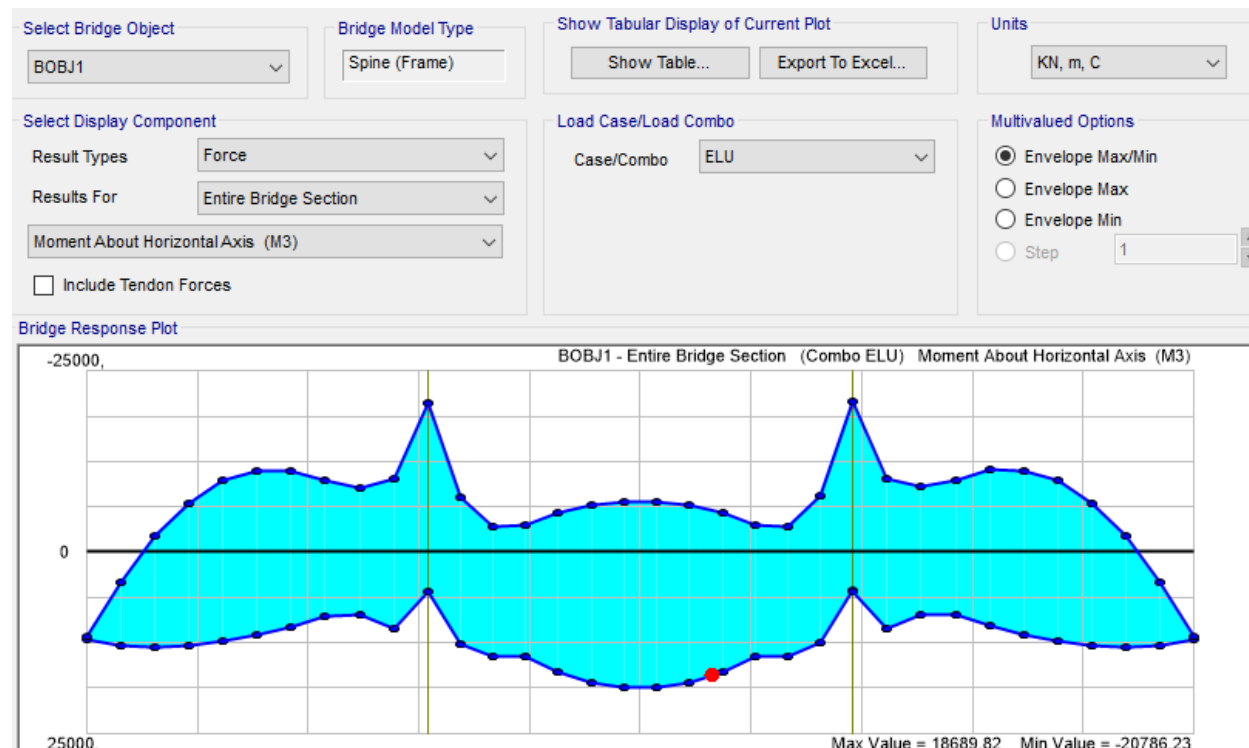


Figura 25. Ley esfuerzos Flector en ELU

En la *Figura 25*, se observa que los máximos flectores positivos como resultado de la envolvente de todas las combinaciones de acciones tienen lugar en los apoyos, con valor de  $M_y = 18689,82 \text{ Kn}\cdot\text{m}$ , y que los mínimos flectores se producen en el centro del vano intermedio, de valor  $M_y = -20786,23 \text{ Kn}\cdot\text{m}$ .

La ley de flectores representada es la que produce mayores esfuerzos a flexión, es decir, sobre el eje horizontal Y.

### 6.2.3. Leyes de cortantes

De igual forma, se obtienen los máximos cortantes como resultado de las combinaciones en E.L.U. a lo largo de la longitud de todo el puente.

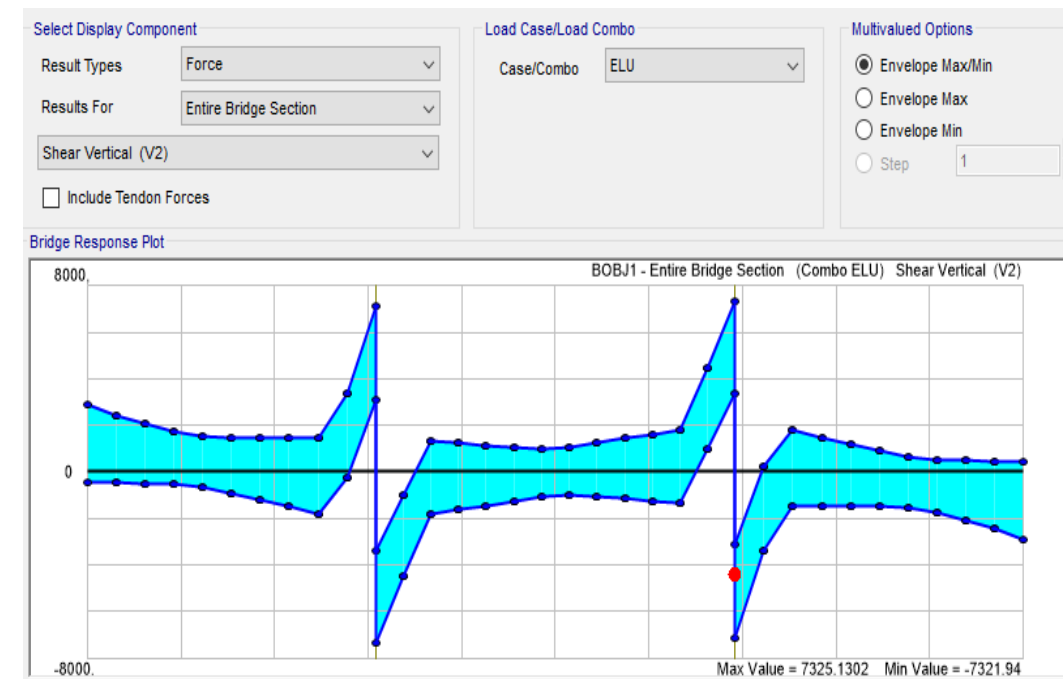


Figura 26. Ley esfuerzos cortante en ELU

Los máximos cortantes se producen sobre los apoyos, de valor  $V_z = 7325 \text{ Kn}$

### 6.3. Comprobación ELU

Se llevará a cabo como se ha expuesto en puntos anteriores la combinación en E.L.U de todas las acciones que actúan sobre la estructura, haciendo predominante cada una de las cargas variables, de forma que se obtengan todas las posibles situaciones desfavorables y se pueda realizar el diseño del puente del lado de la seguridad.

En el punto 6.2, a través de las Figuras 24, 25 y 26 se ha expuesto la envolvente de todas las combinaciones en E.L.U realizadas.

Deberá comprobarse en las secciones más desfavorables del tablero que los esfuerzos últimos producidos por las acciones, no superan a los esfuerzos últimos resistidos por la estructura.

Definiendo dichas secciones mediante el *Prontuario informático EHE*, introducido en el punto 4.3 de este anejo, se definen los materiales, la geometría de la losa y su cuantía de armado.

Con dichos datos de entrada, en el apartado de E.L.U. en flexión compuesta esviada, el programa te proporciona los esfuerzos últimos a los que la sección permite llegar.

Si son superiores a los producidos por la combinación de las cargas, el tablero resistirá las cargas a las que estará sometido.

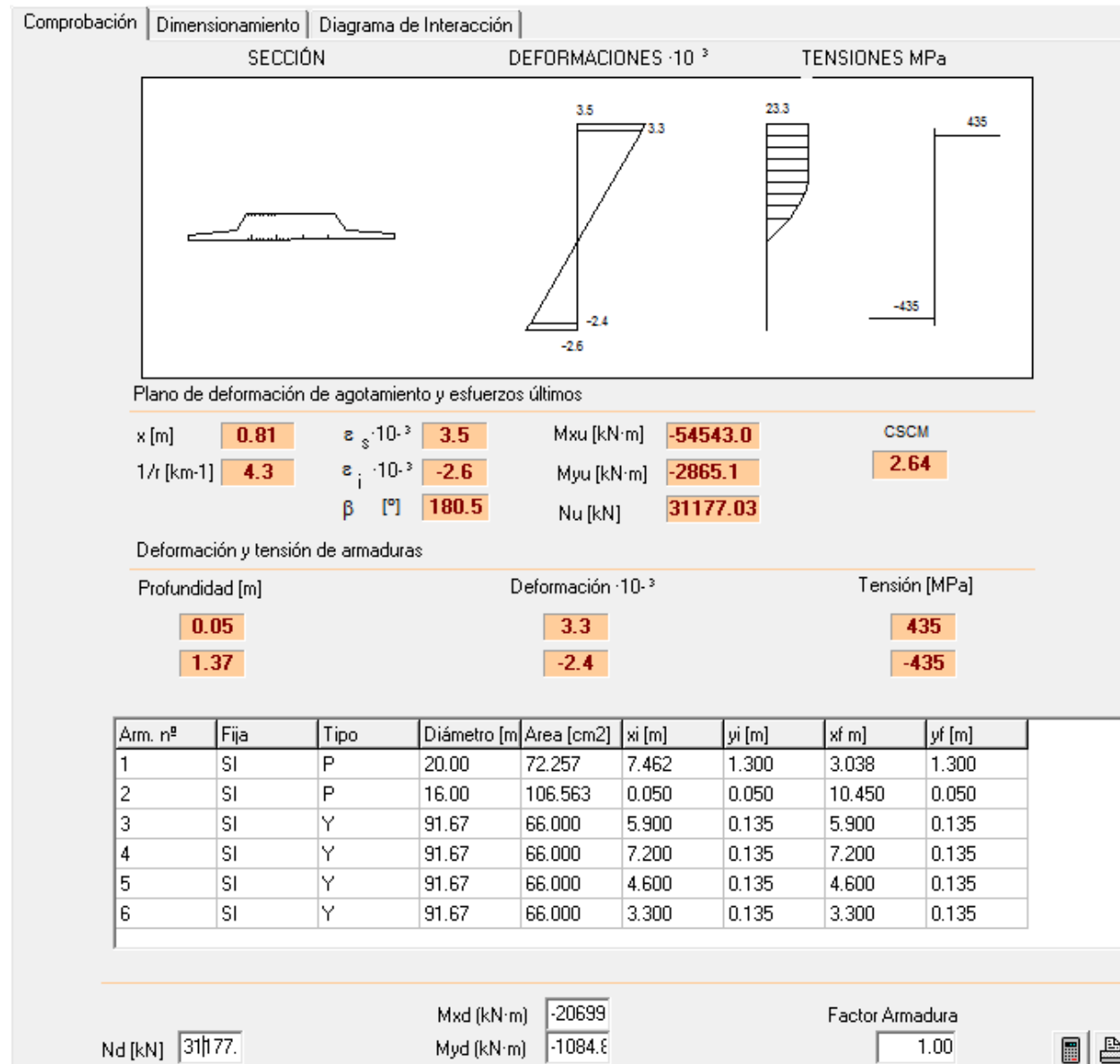


Figura 27. Comprobación sección en ELU

Como se observa en la *Figura 27*, el momento máximo en E.L.U. producido por las acciones tiene lugar en los apoyos, con valor de  $M_y = -20699,197 \text{ Kn}\cdot\text{m}$ .

Tras introducir los datos anteriormente nombrados en el prontuario, resulta que el momento último resistido por la sección es de  $M_y = -54543 \text{ Kn}\cdot\text{m}$ .

Por tanto, el tablero resistirá.

## 6.4. Comprobación ELS

De igual forma que para los E.L.U, se han llevado a cabo para E.L.S combinaciones de todas las acciones actuantes en el tablero para la situación de proyecto persistente o transitoria, en combinación característica, frecuente y casi-permanente, buscando las cargas más desfavorables para diseñar del lado de la seguridad

### 6.4.1. Estado Límite de Fisuración

Deberá de comprobarse que las tensiones desarrolladas en el tablero en combinación frecuente, no superará la resistencia media a tracción del hormigón, como se indicia en el Artículo 39 "Características del hormigón" de la EHE-08, y cuya expresión es:

$$F_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3}$$

A partir de las tensiones proporcionadas por el CSiBridge a lo largo de toda la longitud del tablero, se extraerán las máximas tensiones a tracción desarrolladas, y se compararán con la limitación a tracción impuesta por la normativa.

De esta forma, las tensiones en la losa son:

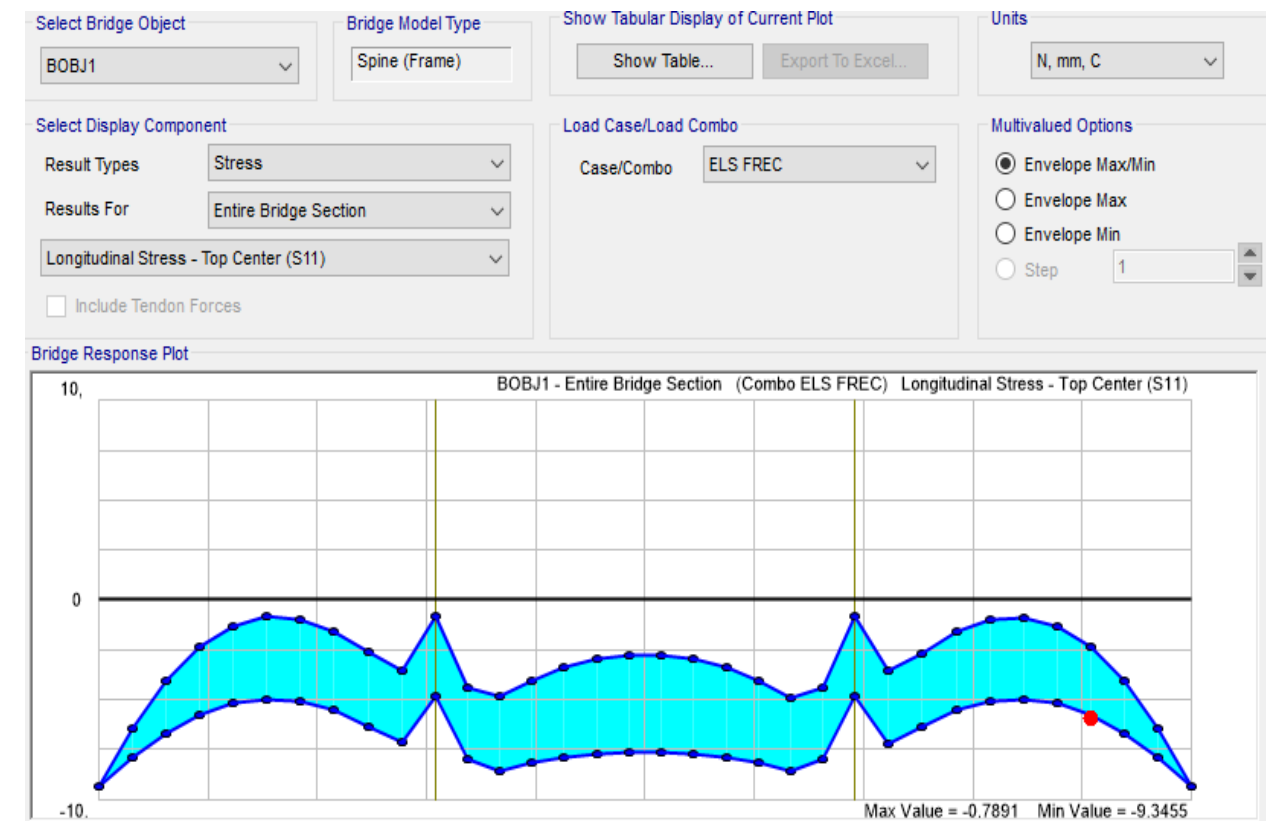


Figura 28. Tensiones tablero ELS FREC



Como se observa en la *Figura 28*, a lo largo de la fibra superior del tablero, las tensiones que se desarrollan son todas de compresión, por lo que se cumplirá con la limitación de tracción de la normativa, al tener toda esa zona a compresión.

## 7. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE PILAS

Para el cálculo y dimensionamiento de las pilas, se ha hecho uso de las herramientas informáticas *CSiBridge* y el *Prontuario informático EHE* para el cálculo de esfuerzos y reacciones en las secciones más desfavorables, y para comprobar que los esfuerzos últimos no son excedidos, respectivamente.

### 7.1. Esfuerzos de cálculo

Tras definirse la geometría y el valor de las cargas de la estructura mediante la herramienta informática *CSiBridge*, se obtienen los listados de esfuerzos y reacciones tanto en el tablero, como en estribos y pilas.

En dicho programa, se introducen las dimensiones de la pila que a priori se decide establecer. Habrá que indicar la altura de las pilas, su diámetro y los materiales de los que está compuesta.

Los esfuerzos que se extraerán del programa de cálculo, son los resultantes de las diferentes combinaciones en E.L.U. que se han llevado a cabo, haciendo predominante las diferentes acciones variables para obtener los casos más desfavorables.

### 7.2. Esfuerzos de segundo orden

Habrá que comprobar la estabilidad a pandeo para pilas con alturas importantes.

Como en el puente objeto de este estudio la altura mayor de pila es de 6,5 metros, no se llevará a cabo dicha comprobación.

### 7.3. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado

El dimensionamiento de la pila, tanto geométrico como de armado, ha sido preestablecido para el cumplimiento de los requisitos mínimos de uso de material.

De esta forma, se ha predimensionado, para el puente de 3 vanos de este estudio, 2 pilas de 1,5 metros de diámetro, de 6,2 metros la altura mayor de pila, y una distribución de armado de 24 redondos de 20 milímetros de diámetro, con un recubrimiento de 5 centímetros y una separación entre barras de 20 centímetros en la dirección longitudinal,

y de cercos de 4 ramas de 12 milímetros de diámetro cada 30 centímetros en la dirección transversal.

En caso de que mediante la comprobación en la sección más desfavorable de la pila, los esfuerzos últimos sean superados, se recurrirá a aumentar el diámetro de la sección de la pila, o a aumentar la cuantía de armado.

### 7.4. Comprobación de la sección

Para comprobar que los esfuerzos obtenidos en E.L.U en las distintas combinaciones proporcionadas por el programa informático no son superiores a los esfuerzos últimos que resiste la sección, se recurrirá al *Prontuario informático EHE*, donde se definirán las características de los materiales, la geometría de la sección y la distribución de armado.

En la opción *E.L.U, Flexión Compuesta Esviada y E.L.U. Cortante* del prontuario, se introducirán los esfuerzos más desfavorables extraídos de las diferentes combinaciones en E.L.U. llevadas a cabo, y se comprobará que en la sección más desfavorable, los esfuerzos últimos no son superados.

En ese caso, el predimensionamiento de la pila es válido. De no ser así, habrá que redimensionar hasta cumplir con la resistencia última en el elemento de hormigón.

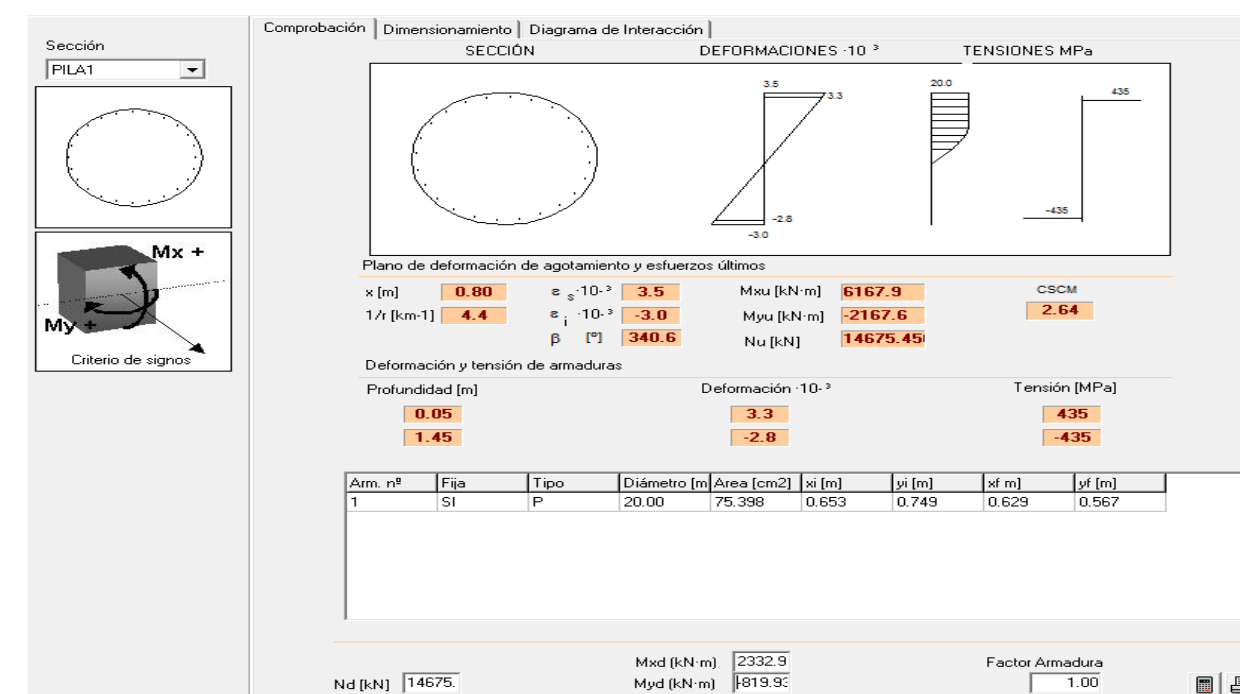


Figura 29. Comprobación Sección Pila1



## 8. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE CIMENTACIÓN

Para el cálculo y dimensionamiento de la cimentación, se hará uso de los esfuerzos producidos por cada una de las cargas en la base del pilar.

Los esfuerzos que se utilizarán para el dimensionamiento son el del peso propio, la carga muerta, la sobrecarga de uso y viento.

Se partirá, de la misma forma que para el dimensionamiento de la pila, de una geometría preestablecida.

Para el desarrollo de este fin, se hará uso de la herramienta de diseño *Cype*, donde introduciremos los esfuerzos que se producen y la geometría previa.

En caso de que para los esfuerzos que se dan en la base de la pila, no se cumplan con los condicionantes marcados por las normativas que implementa el programa anteriormente nombrado, se rediseñarán las dimensiones de la cimentación o su cuantía de armado hasta el cumplimiento de los requisitos de la norma.

### 8.1. Esfuerzos de cálculo

Los esfuerzos que se emplearán para el diseño de la zapata de las pilas, son los máximos extraídos del CSiBridge producidos por el peso propio, la carga muerta, la sobrecarga de uso y el viento.

Dado que el puente de 3 vanos objeto de este estudio, presenta dos pilas de dimensiones similares, se ha realizado el diseño de la cimentación de la pila en la cimentación donde se presentaban los mayores esfuerzos.

ZAPATAS PILAS						
	N (Kn)	Torsor (Kn*m)	Mx (Kn*m)	My (Kn*m)	Qx (Kn)	Qy (Kn)
PP	Max Axil	Max momento 1	Max momento 2	Max momento 3	Max cortante 2	Max cortante 3
	6482,155	0	13,3057	0	0	0
CM	Max Axil	Max momento 1	Max momento 2	Max momento 3	Max cortante 2	Max cortante 3
	1601,941	0	3,527	0	0	0
REP	Max Axil	Max momento 1	Max momento 2	Max momento 3	Max cortante 2	Max cortante 3
	543,025	0,2016	30,6453	649,4906	6,903	4,767
CARRO	Max Axil	Max momento 1	Max momento 2	Max momento 3	Max cortante 2	Max cortante 3
	1195,617	0,6428	95,7844	1317,5479	19,182	16,99
VTO	Max Axil	Max momento 1	Max momento 2	Max momento 3	Max cortante 2	Max cortante 3
	0	0,2818	0	1296,9752	235,534	0

Tabla 10. Máximos esfuerzos cimentación

### 8.2. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado

Se ha partido de un dimensionamiento previo, para que una vez introducida la geometría y los esfuerzos obtenidos, el programa de diseño te proporcione una distribución de armado previa que cumpla con los artículos de la norma que verifiquen las máximas tensiones admisibles, las condiciones de estabilidad y las mínimas cuantías y dimensiones geométricas.

En caso de no cumplir con las condiciones nombradas, deberá realizarse un redimensionamiento de la geometría o de la distribución de armado, hasta obtener el diseño de cimentación necesario para resistir las cargas que le llegan transmitidas de las pilas.

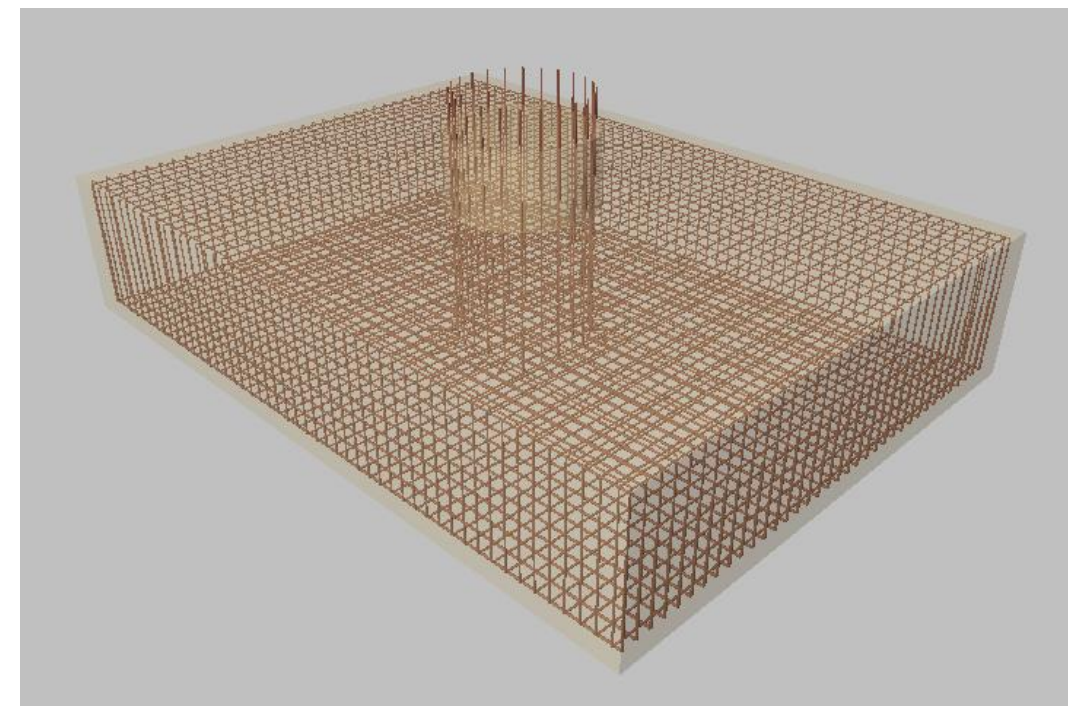


Figura 30. Vista 3D geometría y armado zapata

### 8.3. Condicionantes estructurales

Como condicionantes se ha tenido que tener en cuenta las características de los materiales de los que está constituida la zapata:

- HA-25
- Acero B 500 S
- Tamaño máximo del árido 20 milímetros

También ha de ser objeto de consideración la interacción terreno-zapata.



El diseño se ha realizado para la verificación al deslizamiento de la zapata, considerándose un ángulo de rozamiento terreno-zapata de 25 °C.

Se ha considerado una clase de exposición IIa (Corrosión de origen diferente de los cloruros/ Elemento enterrado o sumergido).

Se usará una capa de 10 centímetros de hormigón de limpieza.

En caso de que haya problemas de socavación por circulación de agua sobre el terreno a salvar, deberá llevarse la cimentación de la pila por debajo de la profundidad de riesgo de socavación.

En el barranco de paso del puente a dimensionar, para un periodo de retorno de  $T = 500$  años, produce un caudal  $Q = 63 \text{ m}^3/\text{s}$ , provocando una socavación local de  $y_s = 0,91$  metros.

Dicha profundidad será la mínima a partir de la cual debe estar la cara superior de la cimentación de la pila.

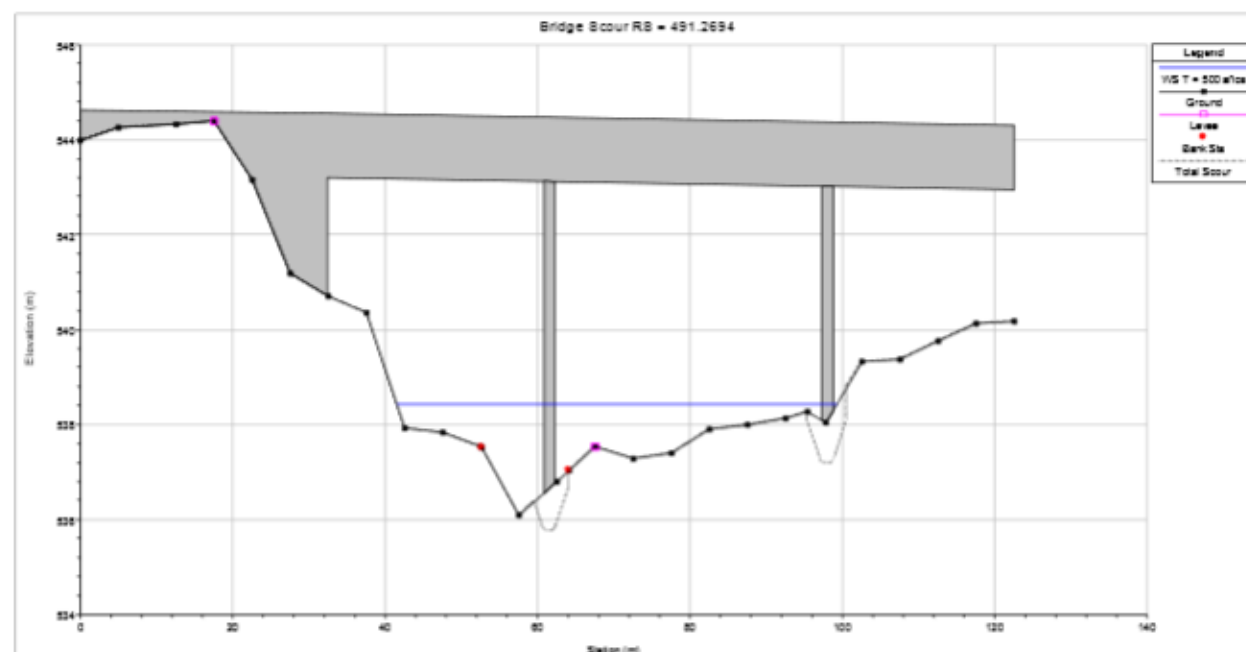


Figura 31. Socavación en cimentación

## 9. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS Y MUROS LATERALES

Los estribos deberán diseñarse para el cumplimiento de dos funciones principales:

- Servir de apoyo al tablero, el cual transmitirá las cargas las cuales se desarrollan a lo largo de su longitud, permitiendo pequeñas deformaciones en su eje.
- Servir de muro de contención soportando el empuje que generan las tierras que constituyen el terraplén de acceso a la estructura, controlando, a su vez, el derrame de tierras frente al estribo.

Para el diseño de estribo deberá tenerse en consideración las acciones provocadas por el murete superior de contención, el empuje de las tierras sobre dicho elemento, al que igual que las sobrecargas que provienen de la superestructura.

Deberán tenerse en cuenta además, las características del terreno, tales como densidad, ángulo de rozamiento, tensión máxima admisible,...

Para el cálculo y dimensionamiento de los estribos, se hará uso de la herramienta de cálculo y diseño estructural *Cype*, realizando un predimensionamiento en el cual se definirá una geometría previa, en la cual, tras introducir las cargas que favorecen la inestabilidad de la estructura, se comprobará la verificación de la normativa, la cual incluye las restricciones de la sección frente a deslizamiento, hundimiento y vuelco, así como también limitaciones en las tensiones transmitidas al terreno, geometrías mínimas,...

En caso de no cumplirla, se tendrá que rediseñar la geometría o la cuantía de armado para el cumplimiento de la misma

### 9.1. Esfuerzos de cálculo

Para el diseño del estribo se han considerado 3 fases, para las cuales habrá que comprobar los requisitos marcados por la normativa implementada en el programa citado anteriormente.

En la primera fase (fase de construcción), se tendrá en cuenta únicamente los esfuerzos generados por el elemento estructural de contención de tierras situado en la cabeza del estribo así como la carga que generan los vehículos pesados en su acceso al estribo durante la construcción del tablero del puente.

En la segunda fase, se tendrán en cuenta las cargas que favorecen la inestabilidad a hundimiento de la estructura. De esta forma habrá que considerar los máximos axiles y mínimos cortantes de todas las acciones transmitidas por el tablero al estribo, siendo ésta la situación más desfavorable a dicha inestabilidad.

Por último, se considera una tercera fase en la cual los esfuerzos que se tendrán en cuenta son los que favorecen la inestabilidad a deslizamiento, siendo éstos el máximo cortante y el mínimo axil que se generan en el tablero y son transmitidos al estribo, comprobando así la situación más desfavorable a deslizamiento.

Las cargas introducidas para ambas fases son las siguientes:

Estribo		Axil (KN/m)	Cortante (KN/m)
Hundimiento	Nmax/Vmin	554,31	-8,28
Deslizamiento	Nmin/ Vmax	-515,82	-23,42

Tabla 11. Esfuerzos a hundimiento y deslizamiento

## 9.2. Situación y características topográficas

El puente objeto de este estudio se encuentra situado entre el PK 2+573 y el PK 2+671.

En esa zona, nos encontramos con un terreno Qa , cuya tensión máxima admisible a partir de los 3 metros de profundidad de cimentación es de 211 kPa.

Se considerará el terreno de trasdós como arena suelta, de densidad aparente 20 Kn/m<sup>3</sup>, densidad sumergida de 10 Kn/m<sup>3</sup>, un ángulo de rozamiento interno de 30°C y una cohesión de 0 Kn/m<sup>2</sup>.

## 9.3. Dimensionamiento geométrico y cuantía de armado

Una vez se ha definido la geometría previa, y se han introducido las cargas más desfavorables en las diferentes fases, se llevará a cabo un dimensionamiento de armado que permita garantizar la resistencia de la estructura en base a la normativa especificada en el programa.

Se considerará para su verificación, la geometría del muro, las cuantías mínimas de armado, y las máximas tensiones y esfuerzos admisibles desarrollados.

En caso de que no se cumpla con alguno de los condicionantes, habrá que realizar un rediseño geométrico y/o de la disposición del armado.

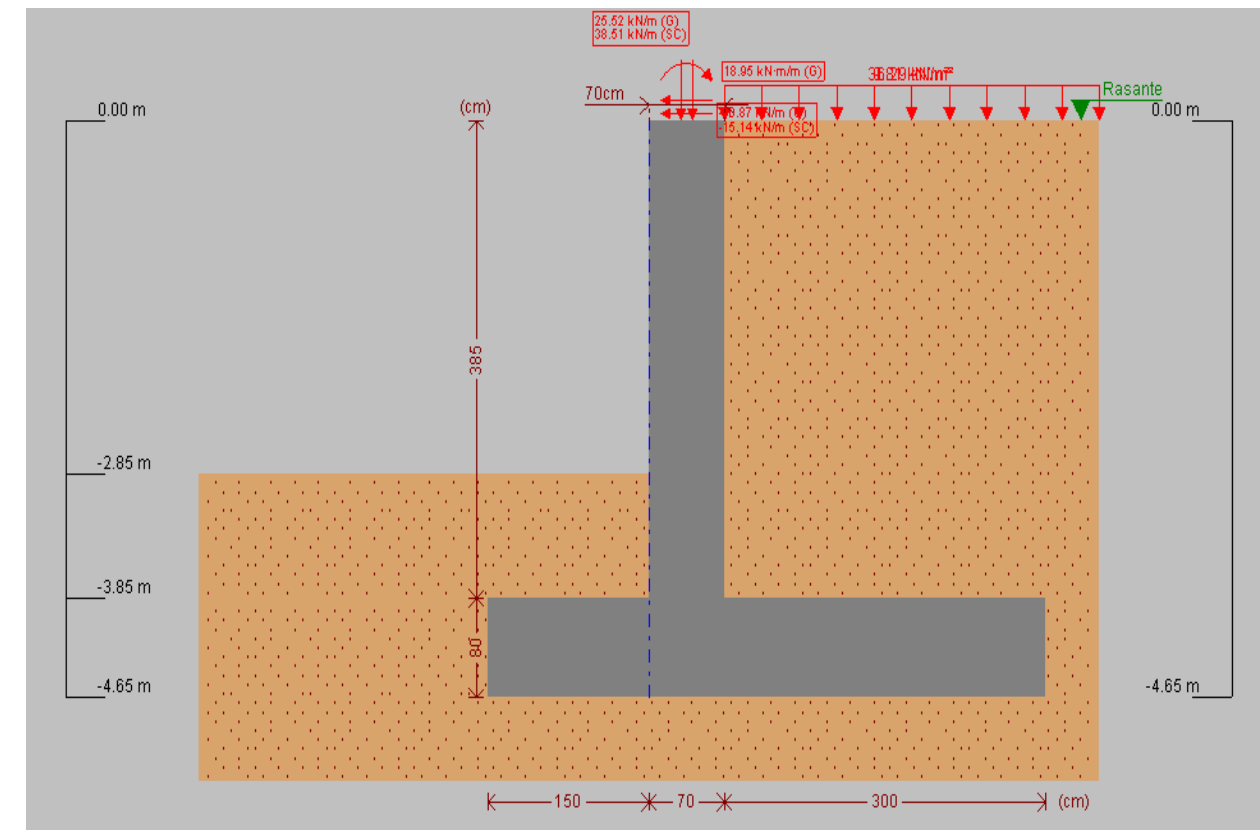


Figura 32. Estribo con cargas aplicadas

También deberá realizarse el diseño de muros de contención en prolongación al estribo, de forma que permitan la contención de tierras de los derrames debidos a la orografía de la zona, permitiendo así disminuir el volumen de tierras necesario para la proyección de la carretera.

## 10. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL NEOPRENO

Los apoyos de neopreno son dispositivos que se sitúan entre dos partes estructurales (viga-estribo / viga-pilar), y que tienen como principal aplicación la transmisión de cargas de un elemento a otro.

Además, se encargan de permitir o restringir movimientos de rotación o desplazamiento entre los elementos adyacentes y deben tener una durabilidad acorde al ciclo de vida de la estructura.

Para su dimensionamiento, habrá que obtener los esfuerzos que el tablero transmite a las pilas por medio de estos elementos.

A partir del programa informático *CSiBridge*, obtenemos los axiles máximos que producen las acciones en E.L.S. en combinación característica para el diseño de neoprenos para pilas y apoyos.



De esta forma, los esfuerzos axil a tener en cuenta serán:

- Neopreno<sub>PILA1</sub> = 5084,59 KN = 518,31 Tn
- Neopreno<sub>PILA2</sub> = 5215,17 KN = 531,62 Tn
- Neopreno<sub>ESTRIBO1</sub> = 3196,49 KN = 325,84 Tn
- Neopreno<sub>ESTRIBO2</sub> = 3139,62 KN = 320,04 Tn

Obtenidos los esfuerzos, se acude al catálogo CTT ELASTOMERIC BEARINGS y en TYPE B y BS Rectangular reinforced bearings, a partir de las cargas transmitidas, se selecciona el neopreno que supere la carga que le llega.

La geometría del neopreno vendrá condicionada por la máxima distorsión permitida, es decir, la deformación que sufre la estructura por metro de longitud.

Asumiendo una deformación de 1mm/m, las distorsiones producidas en estribos y pilas hasta el centro del puente serán:

- Máxima distorsión en estribos: 47,45 mm
- Máxima distorsión en apoyos : 18,25 mm

Con todo ello, los neoprenos a disponer son:

- 500x600x54 mm para las pilas
- 500x500x99 mm para los estribos



Figura 33. Dimensiones neopreno

El coeficiente de rigidez se calculará como:

$$k = \frac{0,1 * A}{E}$$

donde A es el área del neopreno en planta, y E es el espesor de goma real.

Para los neoprenos de las pilas y estribos,  $k_P = 7894,74$  y  $k_E = 3521,13$  respectivamente.

	Estribo 1	Pila 1	Pila 2	Estribo 2
<b>Axil (Tn)</b>	325,84	518,31	531,62	320,04
<b>Distorsión (mm)</b>	47,45	18,25	18,25	47,45
<b>Neopreno</b>	500x500x99	500x600x54	500x600x54	500x500x99
<b>K</b>	3521,13	7894,74	7894,74	3521,13

Tabla 12. Dimensionamiento neoprenos

El neopreno será introducido de forma que tenga fija la translación vertical, parcialmente fija la translación horizontal y longitudinal, y libres las rotaciones sobre los 3 ejes.

## 11. PROCESO CONSTRUCTIVO

Como se ha desarrollado a lo largo del anejo, el puente estudiado presenta una longitud total de 94,90 metros, con una longitud máxima de vano de 36,50 metros y una altura sobre el terreno entorno a los 7 metros.

Como la longitud total del tablero no supera los 100-110 metros, no será necesario realizar el puente por fases, ya que esta condición permite la realización de todo el tablero en una única fase.

En este caso, se trata de un puente ejecutado in-situ, el cual presenta una longitud máxima de vano inferior a los 100 metros, por lo que se recurre a un cimbrado convencional, que es el método constructivo más empleado en las obras de paso ejecutadas in-situ.

Su función consiste en sostener los encofrados empleados para el hormigonado del tablero mediante una estructura metálica tradicional de vigas y puntales.

Puesto que la altura de la rasante se encuentra por debajo de los 15-20 metros sobre el terreno natural, la solución óptima al proceso constructivo es el empleo de cimbras cuajadas.



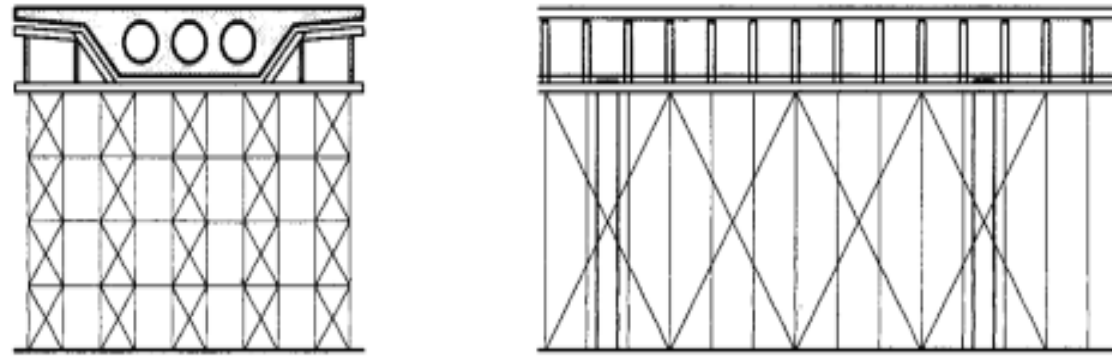


Figura 34. Cimbra cuajada



## APÉNDICE I: CÁLCULO DE ACCIONES



ALTERNATIVA CENTRO

### 4.3 ACCIÓN TÉRMICA

#### 4.3.1 ACCIÓN TÉRMICA EN TABLEROS

##### 4.3.1.1 Componente uniforme de la temperatura del tablero

###### 4.3.1.1.1 Temperatura máxima y mínima el aire

Para un periodo de retorno de T=50 años

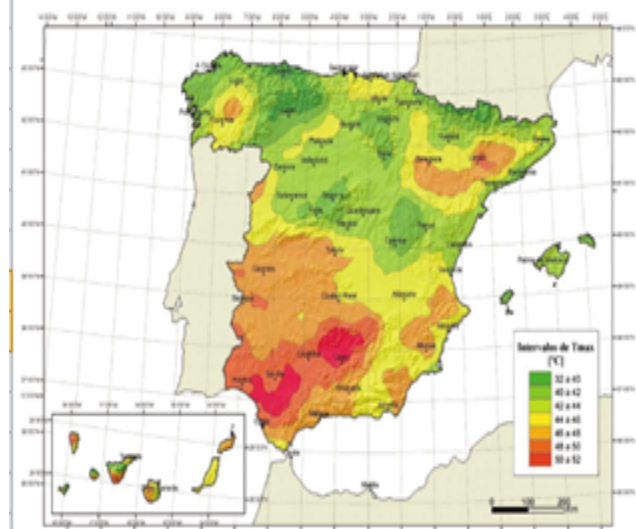


FIGURA 4.3-a ISOTERMAS DE LA TEMPERATURA MÁXIMA ANUAL DEL AIRE,  $T_{max}$  (°C)

$T_{max} = 45$  °C  
 $T_{min} = -12,125$  °C

Para periodo de retorno distinto a T=50

T= 100                       $T_{max,p} = 46,737376$  °C  
 p= 0,01                       $T_{min,p} = -13,466307$  °C  
 k1= 0,781                  k3= 0,393  
 k2= 0,056                  k4= -0,156

TABLA 4.3-b TEMPERATURA MÍNIMA ANUAL DEL AIRE,  $T_{min}$  (°C)  
 (Coincide con la tabla correspondiente del Código Técnico de la Edificación)

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

###### 4.3.1.1.2 Componente uniforme de temperatura

TABLA 4.3-b VALORES DE  $\Delta T_{con}$  Y  $\Delta T_{exp}$  PARA EL CÁLCULO DE LA COMPONENTE UNIFORME DE TEMPERATURA

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{con}$ (°C)	$\Delta T_{exp}$ (°C)
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

$T_{e,min} = -5,4663073$  °C

$T_{e,max} = 48,737376$  °C

###### 4.3.1.1.2 Rango de la componente uniforme de temperatura

$T_0 = 15$  °C

$\Delta T_{n,con} = 20,466307$  °C

$\Delta T_{n,exp} = 33,737376$  °C

##### 4.3.1.1 Componente de la diferencia de temperatura

###### 4.3.1.1.2 Diferencia vertical

TABLA 4.3-d COMPONENTE LINEAL DE LA DIFERENCIA VERTICAL DE TEMPERATURA PARA TABLEROS TIPO 1 Y TIPO 3

TIPO DE TABLERO	FIBRA SUPERIOR MÁS CALIENTE	FIBRA SUPERIOR MÁS FRÍA
	$\Delta T_{lineal}$ (°C)	$\Delta T_{lineal}$ (°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

$\Delta T_{m,heat} = 14,1$

$\Delta T_{m,cool} = 8$

TABLA 4.3-e COEFICIENTE  $k_{tr}$  DE INFLUENCIA DEL TIPO Y ESPESOR DE PAVIMENTO

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
	$k_{tr}$	$k_{tr}$	$k_{tr}$	$k_{tr}$
Sin impermeabilización ni pavimento	0,7	0,9	0,8	1,1
Con impermeabilización y sin pavimento <sup>(1)</sup>	1,6	0,6	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0	1,0	1,0
100 mm	0,7	1,2	0,7	1,0
150 mm	0,7	1,2	0,5	1,0

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



4.2.8 CÁLCULO SIMPLIFICADO DEL EMPUJE DEL VIENTO EN TABLEROS Y PILAS

Para poder emplear este método debe cumplirse:

Luces entre apoyos menores de 40m	VIENTO
Altura máxima de pila menor de 20m	
$Cf,x \leq 1,8$ en tableros	
$Cf,x \leq 2,2$ en pilas	
$C0 = 1$	
$Cprob \leq 1,04$	

TABLA 4.2-e EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA:  $H_{max} \leq 10 m$

TIPO DE ENTORNO (APARTADO 4.2.2)	EMPUJE SOBRE TABLERO (kN/m <sup>2</sup> )			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m <sup>2</sup> )		
	$v_{0,0} = 26$ m/s	$v_{0,0} = 27$ m/s	$v_{0,0} = 29$ m/s	$v_{0,0} = 26$ m/s	$v_{0,0} = 27$ m/s	$v_{0,0} = 29$ m/s
0	2,58	2,78	3,21	3,16	3,40	3,93
I	2,29	2,47	2,85	2,79	3,01	3,47
II	1,94	2,09	2,41	2,37	2,56	2,95
III	1,47	1,58	1,83	1,80	1,94	2,23
IV	0,93	1,00	1,15	1,14	1,23	1,42

TABLA 4.2-f EMPUJES UNITARIOS EN PUENTES CON ALTURA DE PILA:  $H_{max} = 20 m$

TIPO DE ENTORNO (APARTADO 4.2.2)	EMPUJE SOBRE TABLERO (kN/m <sup>2</sup> )			EMPUJE SOBRE PILAS (kN/m <sup>2</sup> )		
	$v_{0,0} = 26$ m/s	$v_{0,0} = 27$ m/s	$v_{0,0} = 29$ m/s	$v_{0,0} = 26$ m/s	$v_{0,0} = 27$ m/s	$v_{0,0} = 29$ m/s
0	2,93	3,16	3,65	3,58	3,86	4,45
I	2,64	2,85	3,29	3,23	3,48	4,02
II	2,31	2,49	2,88	2,83	3,05	3,52
III	1,88	2,03	2,34	2,29	2,47	2,85
IV	1,30	1,40	1,62	1,60	1,72	1,99

Retracción por secado		
e(mm)	1252,61894	
ts(días)	7 ke	0,7
Ac(m <sup>2</sup> )	7,5092 βhr	1,12433125
u(m)	11,9896	
HR(%)	65	
fcm(N/mm <sup>2</sup> )	43	
fcm0(N/mm)	10 ecd,∞	0,0003765
ads1	4	
ads2	0,12	

Fase1					
t(días)	βds	ecd total	Longitud	Retracción secado	
1,00E+300	1	0,000263548	94,9	0,025010677	

Fase1						
t(días)	βas	εca,∞	εca total	Longitud	Retracción autógena	
1,00E+300	1	0,0000625	0,0000625	94,9	0,00593125	

Retracción autógena	
fck(N/mm <sup>2</sup> )	35
α(°C-1)	0,00001

Total que queda por retraer (mm)					
L(m)	L(final)	ΔL(%)	ΔT(°C)		
94,9	94,8690581	0,000326048	32,60476999		



## APÉNDICE II: ESFUERZOS EN EL TABLERO



**ESTUDIOS 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**

Esfuerzos sobre la longitud del tablero ELU 1										
SectCutNum	Distance	LocType	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Unitless	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	After	ELU 1	Max	-30484,326	2596,631	120,177	804,1291	2,0027	11836,6184
1	0	After	ELU 1	Min	-30489,063	1687,621	-120,177	-804,1291	-2,0027	11825,9373
2	9,73333	Before	ELU 1	Max	-30870,995	815,721	25,292	766,5191	709,955	-50,6967
2	9,73333	Before	ELU 1	Min	-30877,929	720,555	-25,292	-766,5191	-709,955	-4927,3008
3	9,73333	After	ELU 1	Max	-30870,995	815,721	25,292	766,5191	709,955	-50,6967
3	9,73333	After	ELU 1	Min	-30877,929	720,555	-25,292	-766,5191	-709,955	-4927,3008
4	19,46667	Before	ELU 1	Max	-30822,382	-110,678	69,594	728,9092	494,3493	-2642,659
4	19,46667	Before	ELU 1	Min	-30831,514	-829,355	-69,594	-728,9092	-494,3493	-4485,1086
5	19,46667	After	ELU 1	Max	-30822,382	-110,678	69,594	728,9092	494,3493	-2642,659
5	19,46667	After	ELU 1	Min	-30831,514	-829,355	-69,594	-728,9092	-494,3493	-4485,1086
6	29,2	Before	ELU 1	Max	-30909,553	4870,566	164,48	691,2992	644,8144	-1390,7834
6	29,2	Before	ELU 1	Min	-30920,881	3338,045	-164,48	-691,2992	-644,8144	-10503,928
7	29,2	After	ELU 1	Max	-30867,535	-3598,616	173,087	77,0424	647,1961	-1370,1008
7	29,2	After	ELU 1	Min	-30871,971	-5124,128	-173,087	-77,0424	-647,1961	-10489,3322
8	38,325	Before	ELU 1	Max	-30762,355	807,207	84,132	112,3017	526,3686	3132,1096
8	38,325	Before	ELU 1	Min	-30768,85	44,673	-84,132	-112,3017	-526,3686	1811,8358
9	38,325	After	ELU 1	Max	-30762,355	807,207	84,132	112,3017	526,3686	3132,1096
9	38,325	After	ELU 1	Min	-30768,85	44,673	-84,132	-112,3017	-526,3686	1811,8358
10	47,45	Before	ELU 1	Max	-30877,285	1,384	4,824	147,561	888,2125	2846,21
10	47,45	Before	ELU 1	Min	-30885,84	0,939	-4,824	-147,561	-888,2125	-1951,3661
11	47,45	After	ELU 1	Max	-30877,285	1,384	4,824	147,561	888,2125	2846,21
11	47,45	After	ELU 1	Min	-30885,84	0,939	-4,824	-147,561	-888,2125	-1951,3661
12	56,575	Before	ELU 1	Max	-30772,074	-41,868	93,779	182,8203	438,3355	3107,6775
12	56,575	Before	ELU 1	Min	-30782,689	-805,291	-93,779	-182,8203	-438,3355	1795,002
13	56,575	After	ELU 1	Max	-30772,074	-41,868	93,779	182,8203	438,3355	3107,6775
13	56,575	After	ELU 1	Min	-30782,689	-805,291	-93,779	-182,8203	-438,3355	1795,002
14	65,7	Before	ELU 1	Max	-30886,994	5126,773	182,734	218,0797	823,2623	-1403,6336
14	65,7	Before	ELU 1	Min	-30899,669	3600,372	-182,734	-218,0797	-823,2623	-10538,0617
15	65,7	After	ELU 1	Max	-30892,024	-3340,207	170,494	506,9412	824,1261	-1444,4808
15	65,7	After	ELU 1	Min	-30895,01	-4873,574	-170,494	-506,9412	-824,1261	-10581,3496
16	75,43333	Before	ELU 1	Max	-30815,246	827,382	75,608	544,5511	373,5755	-2691,3339
16	75,43333	Before	ELU 1	Min	-30820,43	107,858	-75,608	-544,5511	-373,5755	-4518,8482
17	75,43333	After	ELU 1	Max	-30815,246	827,382	75,608	544,5511	373,5755	-2691,3339
17	75,43333	After	ELU 1	Min	-30820,43	107,858	-75,608	-544,5511	-373,5755	-4518,8482
18	85,16667	Before	ELU 1	Max	-30874,228	-723,374	19,278	582,1611	647,7191	-70,6571
18	85,16667	Before	ELU 1	Min	-30881,609	-817,694	-19,278	-582,1611	-647,7191	-4941,1148
19	85,16667	After	ELU 1	Max	-30874,228	-723,374	19,278	582,1611	647,7191	-70,6571
19	85,16667	After	ELU 1	Min	-30881,609	-817,694	-19,278	-582,1611	-647,7191	-4941,1148
20	94,9	Before	ELU 1	Max	-30497,916	-1690,486	114,163	619,771	1,6953	11842,741
20	94,9	Before	ELU 1	Min	-30507,494	-2598,649	-114,163	-619,771	-1,6953	11834,7023

Esfuerzos sobre la longitud del tablero ELU 2										
SectCutNum	Distance	LocType	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Unitless	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	After	ELU 2	Max	-30422,893	2876,339	15,06	3121,8926	8,4301	11917,7167
1	0	After	ELU 2	Min	-30609,723	57,355	-15,06	-3121,8926	-8,4301	11663,3934
2	9,73333	Before	ELU 2	Max	-30809,589	1478,478	15,06	2538,7301	149,8104	10047,6512
2	9,73333	Before	ELU 2	Min	-31001,426	-301,44	-15,06	-2538,7301	-149,8104	-7658,6797
3	9,73333	After	ELU 2	Max	-30809,589	1478,478	15,06	2538,7301	149,8104	10047,6512
3	9,73333	After	ELU 2	Min	-31001,426	-301,44	-15,06	-2538,7301	-149,8104	-7658,6797
4	19,46667	Before	ELU 2	Max	-30760,977	1080,03	15,06	2015,3383	295,9531	7874,9096
4	19,46667	Before	ELU 2	Min	-30956,233	-1350,92	-15,06	-2015,3383	-295,9531	-9865,7668
5	19,46667	After	ELU 2	Max	-30760,977	1080,03	15,06	2015,3383	295,9531	7874,9096
5	19,46667	After	ELU 2	Min	-30956,233	-1350,92	-15,06	-2015,3383	-295,9531	-9865,7668
6	29,2	Before	ELU 2	Max	-30848,147	6474,467	15,06	2249,7406	442,036	5470,0671
6	29,2	Before	ELU 2	Min	-31045,821	3098,067	-15,06	-2249,7406	-442,036	-19032,2112
7	29,2	After	ELU 2	Max	-30737,272	-3458,228	11,733	2623,2787	446,8115	5361,3757
7	29,2	After	ELU 2	Min	-31139,139	-6625,265	-11,733	-2623,2787	-446,8115	-19010,8248
8	38,325	Before	ELU 2	Max	-30632,125	1096,998	11,733	2214,473	352,2731	14696,9225
8	38,325	Before	ELU 2	Min	-31036,191	-1090,239	-11,733	-2214,473	-352,2731	-4155,2929
9	38,325	After	ELU 2	Max	-30632,125	1096,998	11,733	2214,473	352,2731	14696,9225
9	38,325	After	ELU 2	Min	-31036,191	-1090,239	-11,733	-2214,473	-352,2731	-4155,2929
10	47,45	Before	ELU 2	Max	-30747,055	699,563	11,733	1954,2252	264,9792	17185,0718
10	47,45	Before	ELU 2	Min	-31156,877	-696,837	-11,733	-1954,2252	-264,9792	-6775,7945
11	47,45	After	ELU 2	Max	-30747,055	699,563	11,733	1954,2252	264,9792	17185,0718
11	47,45	After	ELU 2	Min	-31156,877	-696,837	-11,733	-1954,2252	-264,9792	-6775,7945
12	56,575	Before	ELU 2	Max	-30641,844	1093,447	11,733	2335,5961	252,1254	14670,9882
12	56,575	Before	ELU 2	Min	-31054,089	-1094,718	-11,733	-2335,5961	-252,1254	-4175,762
13	56,575	After	ELU 2	Max	-30641,844	1093,447	11,733	2335,5961	252,1254	14670,9882
13	56,575	After	ELU 2	Min	-31054,089	-1094,718	-11,733	-2335,5961	-252,1254	-4175,762
14	65,7	Before	ELU 2	Max	-30756,764	6628,273	11,733	2754,8406	283,734	5327,5167
14	65,7	Before	ELU 2	Min	-31171,276	3460,178	-11,733	-2754,8406	-283,734	-19067,9126
15	65,7	After	ELU 2	Max	-30830,791	-3100,374	9,756	2372,3023	288,7695	5416,8703
15	65,7	After	ELU 2	Min	-31013,555	-6477,665	-9,756	-2372,3023	-288,7695	-19118,1637
16	75,43333	Before	ELU 2	Max	-30754,061	1348,695	9,756	1908,8241	187,8152	7824,8885
16	75,43333	Before	ELU 2	Min	-30939,149	-1082,99	-9,756	-1908,8241	-187,8152	-9905,2627
17	75,43333	After	ELU 2	Max	-30754,061	1348,695	9,756	1908,8241	187,8152	7824,8885
17	75,43333	After	ELU 2	Min	-30939,149	-1082,99	-9,756	-1908,8241	-187,8152	-9905,2627
18	85,16667	Before	ELU 2	Max	-30813,043	298,417	9,756	2464,4256	92,4124	10026,8916
18	85,16667	Before	ELU 2	Min	-31004,194	-1480,526	-9,756	-2464,4256	-92,4124	-7672,4811
19	85,16667	After	ELU 2	Max	-30813,043	298,417	9,756	2464,4256	92,4124	10026,8916
19	85,16667	After	ELU 2	Min	-31004,194	-1480,526	-9,756	-2464,4256	-92,4124	-7672,4811
20	94,9	Before	ELU 2	Max	-30436,73	-60,352	9,756	3085,1371	8,3549	11921,9267
20	94,9	Before	ELU 2	Min	-30630,299	-2878,551	-9,756	-3085,1371	-8,3549	11679,0799



# ESTUDIOS 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

Esfuerzos sobre la longitud del tablero ELU 3										
SectCutNum	Distance	LocType	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Unitless	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	After	ELU 3	Max	-30345,48	2845,156	15,06	3121,8926	8,4301	12018,9885
1	0	After	ELU 3	Min	-30665,515	124,215	-15,06	-3121,8926	-8,4301	11590,7806
2	9,73333	Before	ELU 3	Max	-30813,644	1447,075	15,06	2538,7301	149,8104	9315,9267
2	9,73333	Before	ELU 3	Min	-30975,75	-234,36	-15,06	-2538,7301	-149,8104	-7238,9866
3	9,73333	After	ELU 3	Max	-30813,644	1447,075	15,06	2538,7301	149,8104	9315,9267
3	9,73333	After	ELU 3	Min	-30975,75	-234,36	-15,06	-2538,7301	-149,8104	-7238,9866
4	19,46667	Before	ELU 3	Max	-30721,454	1048,408	15,06	2015,3383	295,9531	6431,8897
4	19,46667	Before	ELU 3	Min	-30974,134	-1283,621	-15,06	-2015,3383	-295,9531	-9082,0332
5	19,46667	After	ELU 3	Max	-30721,454	1048,408	15,06	2015,3383	295,9531	6431,8897
5	19,46667	After	ELU 3	Min	-30974,134	-1283,621	-15,06	-2015,3383	-295,9531	-9082,0332
6	29,2	Before	ELU 3	Max	-30727,156	6442,624	15,06	2249,7406	442,036	3338,6322
6	29,2	Before	ELU 3	Min	-31145,19	3165,587	-15,06	-2249,7406	-442,036	-17907,3175
7	29,2	After	ELU 3	Max	-30647,43	-3443,675	11,733	2623,2787	446,8115	3305,3318
7	29,2	After	ELU 3	Min	-31177,011	-6639,84	-11,733	-2623,2787	-446,8115	-17919,1284
8	38,325	Before	ELU 3	Max	-30618,66	1111,346	11,733	2214,473	352,2731	12538,6938
8	38,325	Before	ELU 3	Min	-30997,687	-1104,607	-11,733	-2214,473	-352,2731	-2961,2229
9	38,325	After	ELU 3	Max	-30618,66	1111,346	11,733	2214,473	352,2731	12538,6938
9	38,325	After	ELU 3	Min	-30997,687	-1104,607	-11,733	-2214,473	-352,2731	-2961,2229
10	47,45	Before	ELU 3	Max	-30780,956	713,705	11,733	1954,2252	264,9792	14942,3146
10	47,45	Before	ELU 3	Min	-31071,007	-710,999	-11,733	-1954,2252	-264,9792	-5497,0073
11	47,45	After	ELU 3	Max	-30780,956	713,705	11,733	1954,2252	264,9792	14942,3146
11	47,45	After	ELU 3	Min	-31071,007	-710,999	-11,733	-1954,2252	-264,9792	-5497,0073
12	56,575	Before	ELU 3	Max	-30599,368	1107,382	11,733	2335,5961	252,1254	12526,2458
12	56,575	Before	ELU 3	Min	-31044,595	-1108,673	-11,733	-2335,5961	-252,1254	-2994,8008
13	56,575	After	ELU 3	Max	-30599,368	1107,382	11,733	2335,5961	252,1254	12526,2458
13	56,575	After	ELU 3	Min	-31044,595	-1108,673	-11,733	-2335,5961	-252,1254	-2994,8008
14	65,7	Before	ELU 3	Max	-30637,912	6642,002	11,733	2754,8406	283,734	3278,9074
14	65,7	Before	ELU 3	Min	-31238,158	3446,428	-11,733	-2754,8406	-283,734	-17982,8958
15	65,7	After	ELU 3	Max	-30709,256	-3166,181	9,756	2372,3023	288,7695	3314,1455
15	65,7	After	ELU 3	Min	-31113,795	-6447,509	-9,756	-2372,3023	-288,7695	-18022,3828
16	75,43333	Before	ELU 3	Max	-30713,993	1282,667	9,756	1908,8241	187,8152	6396,0568
16	75,43333	Before	ELU 3	Min	-30957,921	-1052,613	-9,756	-1908,8241	-187,8152	-9136,3717
17	75,43333	After	ELU 3	Max	-30713,993	1282,667	9,756	1908,8241	187,8152	6396,0568
17	75,43333	After	ELU 3	Min	-30957,921	-1052,613	-9,756	-1908,8241	-187,8152	-9136,3717
18	85,16667	Before	ELU 3	Max	-30816,391	232,169	9,756	2464,4256	92,4124	9289,4683
18	85,16667	Before	ELU 3	Min	-30979,551	-1449,929	-9,756	-2464,4256	-92,4124	-7247,995
19	85,16667	After	ELU 3	Max	-30816,391	232,169	9,756	2464,4256	92,4124	9289,4683
19	85,16667	After	ELU 3	Min	-30979,551	-1449,929	-9,756	-2464,4256	-92,4124	-7247,995
20	94,9	Before	ELU 3	Max	-30358,61	-126,819	9,756	3085,1371	8,3549	12024,0006
20	94,9	Before	ELU 3	Min	-30687,124	-2847,734	-9,756	-3085,1371	-8,3549	11604,4575

Esfuerzos sobre la longitud del tablero ELU 4										
SectCutNum	Distance	LocType	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Unitless	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	After	ELU 4	Max	-30444,053	2910,486	23,497	4698,6539	12,6861	11890,3521
1	0	After	ELU 4	Min	-30569,214	-468,35	-23,497	-4698,6539	-12,6861	11714,9068
2	9,73333	Before	ELU 4	Max	-30830,791	1659,77	23,497	3758,7661	233,9446	12829,2717
2	9,73333	Before	ELU 4	Min	-30962,088	-548,465	-23,497	-3758,7661	-233,9446	-7982,7066
3	9,73333	After	ELU 4	Max	-30830,791	1659,77	23,497	3758,7661	233,9446	12829,2717
3	9,73333	After	ELU 4	Min	-30962,088	-548,465	-23,497	-3758,7661	-233,9446	-7982,7066
4	19,46667	Before	ELU 4	Max	-30782,178	1493,18	23,497	2954,5878	461,553	9284,9916
4	19,46667	Before	ELU 4	Min	-30917,56	-1391,621	-23,497	-2954,5878	-461,553	-10551,4448
5	19,46667	After	ELU 4	Max	-30782,178	1493,18	23,497	2954,5878	461,553	9284,9916
5	19,46667	After	ELU 4	Min	-30917,56	-1391,621	-23,497	-2954,5878	-461,553	-10551,4448
6	29,2	Before	ELU 4	Max	-30869,348	7110,013	23,497	3241,1742	689,0777	3663,8289
6	29,2	Before	ELU 4	Min	-31007,479	3161,946	-23,497	-3241,1742	-689,0777	-20687,9371
7	29,2	After	ELU 4	Max	-30780,733	-3394,256	17,573	3898,9041	696,4508	3615,9239
7	29,2	After	ELU 4	Min	-31046,547	-7321,651	-17,573	-3898,9041	-696,4508	-20691,554
8	38,325	Before	ELU 4	Max	-30675,637	1219,687	17,573	3241,2091	560,9334	14945,8364
8	38,325	Before	ELU 4	Min	-30943,859	-1584,037	-17,573	-3241,2091	-560,9334	-4143,8832
9	38,325	After	ELU 4	Max	-30675,637	1219,687	17,573	3241,2091	560,9334	14945,8364
9	38,325	After	ELU 4	Min	-30943,859	-1584,037	-17,573	-3241,2091	-560,9334	-4143,8832
10	47,45	Before	ELU 4	Max	-30790,567	990,098	17,573	2840,6838	435,0737	18766,012
10	47,45	Before	ELU 4	Min	-31066,018	-987,216	-17,573	-2840,6838	-435,0737	-6382,8753
11	47,45	After	ELU 4	Max	-30790,567	990,098	17,573	2840,6838	435,0737	18766,012
11	47,45	After	ELU 4	Min	-31066,018	-987,216	-17,573	-2840,6838	-435,0737	-6382,8753
12	56,575	Before	ELU 4	Max	-30685,356	1587,421	17,573	3435,7509	408,4667	14918,2291
12	56,575	Before	ELU 4	Min	-30963,593	-1217,282	-17,573	-3435,7509	-408,4667	-4164,5369
13	56,575	After	ELU 4	Max	-30685,356	1587,421	17,573	3435,7509	408,4667	14918,2291
13	56,575	After	ELU 4	Min	-30963,593	-1217,282	-17,573	-3435,7509	-408,4667	-4164,5369
14	65,7	Before	ELU 4	Max	-30800,276	7324,838	17,573	4118,6187	441,1423	3580,0656
14	65,7	Before	ELU 4	Min	-31081,09	3396,255	-17,573	-4118,6187	-441,1423	-20749,8274
15	65,7	After	ELU 4	Max	-30850,67	-3164,235	15,2	3415,3646	449,1888	3608,834
15	65,7	After	ELU 4	Min	-30974,084	-7113,368	-15,2	-3415,3646	-449,1888	-20778,1796
16	75,43333	Before	ELU 4	Max	-30774,011	1389,366	15,2	2783,6308	292,7349	9231,3609
16	75,43333	Before	ELU 4	Min	-30899,938	-1496,268	-15,2	-2783,6308	-292,7349	-10592,576
17	75,43333	After	ELU 4	Max	-30774,011	1389,366	15,2	2783,6308	292,7349	9231,3609
17	75,43333	After	ELU 4	Min	-30899,938	-1496,268	-15,2	-2783,6308	-292,7349	-10592,576
18	85,16667	Before	ELU 4	Max	-30832,992	545,42	15,2	3623,2428	143,6872	12807,7718
18	85,16667	Before	ELU 4	Min	-30966,529	-1661,918	-15,2	-3623,2428	-143,6872	-7998,3744
19	85,16667	After	ELU 4	Max	-30832,992	545,42	15,2	3623,2428	143,6872	12807,7718
19	85,16667	After	ELU 4	Min	-30966,529	-1661,918	-15,2	-3623,2428	-143,6872	-7998,3744
20	94,9	Before	ELU 4	Max	-30456,68	465,353	15,2	4610,6913	12,5132	11895,4985
20	94,9	Before	ELU 4	Min	-30592,966	-2912,834	-15,2	-4610,6913	-12,5132	11729,4229



ESTUDIOS 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

Esfuerzos sobre la longitud del tablero ELU 5										
SectCutNum	Distance	LocType	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Unitless	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	After	ELU 5	Max	-30478,553	2842,512	95,604	5181,1313	13,8878	11845,2317
1	0	After	ELU 5	Min	-30502,282	-346,861	-95,604	-5181,1313	-13,8878	11803,0156
2	9,73333	Before	ELU 5	Max	-30865,291	1591,796	38,672	4218,6775	659,9176	11690,9522
2	9,73333	Before	ELU 5	Min	-30895,156	-426,976	-38,672	-4218,6775	-659,9176	-7312,4342
3	9,73333	After	ELU 5	Max	-30865,291	1591,796	38,672	4218,6775	659,9176	11690,9522
3	9,73333	After	ELU 5	Min	-30895,156	-426,976	-38,672	-4218,6775	-659,9176	-7312,4342
4	19,46667	Before	ELU 5	Max	-30816,678	1425,206	65,254	3391,9333	758,1625	7008,1105
4	19,46667	Before	ELU 5	Min	-30850,627	-1270,133	-65,254	-3391,9333	-758,1625	-9263,4931
5	19,46667	After	ELU 5	Max	-30816,678	1425,206	65,254	3391,9333	758,1625	7008,1105
5	19,46667	After	ELU 5	Min	-30850,627	-1270,133	-65,254	-3391,9333	-758,1625	-9263,4931
6	29,2	Before	ELU 5	Max	-30903,848	7042,039	122,185	3655,9537	1075,9663	204,4527
6	29,2	Before	ELU 5	Min	-30940,547	3283,434	-122,185	-3655,9537	-1075,9663	-18738,3728
7	29,2	After	ELU 5	Max	-30853,342	-3394,32	121,425	3945,1295	1084,7685	240,5671
7	29,2	After	ELU 5	Min	-30895,984	-7321,618	-121,425	-3945,1295	-1084,7685	-18762,7183
8	38,325	Before	ELU 5	Max	-30748,246	1219,622	68,052	3308,5901	876,7545	11570,1747
8	38,325	Before	ELU 5	Min	-30793,296	-1584,004	-68,052	-3308,5901	-876,7545	-2214,4595
9	38,325	After	ELU 5	Max	-30748,246	1219,622	68,052	3308,5901	876,7545	11570,1747
9	38,325	After	ELU 5	Min	-30793,296	-1584,004	-68,052	-3308,5901	-876,7545	-2214,4595
10	47,45	Before	ELU 5	Max	-30863,176	990,034	20,467	2929,2204	968,0012	15390,0454
10	47,45	Before	ELU 5	Min	-30915,455	-987,182	-20,467	-2929,2204	-968,0012	-4452,8636
11	47,45	After	ELU 5	Max	-30863,176	990,034	20,467	2929,2204	968,0012	15390,0454
11	47,45	After	ELU 5	Min	-30915,455	-987,182	-20,467	-2929,2204	-968,0012	-4452,8636
12	56,575	Before	ELU 5	Max	-30757,965	1587,356	73,841	3545,4431	671,4681	11541,9575
12	56,575	Before	ELU 5	Min	-30813,03	-1217,249	-73,841	-3545,4431	-671,4681	-2233,9372
13	56,575	After	ELU 5	Max	-30757,965	1587,356	73,841	3545,4431	671,4681	11541,9575
13	56,575	After	ELU 5	Min	-30813,03	-1217,249	-73,841	-3545,4431	-671,4681	-2233,9372
14	65,7	Before	ELU 5	Max	-30872,885	7324,773	127,214	4249,4665	935,0997	203,4891
14	65,7	Before	ELU 5	Min	-30930,527	3396,289	-127,214	-4249,4665	-935,0997	-18818,6397
15	65,7	After	ELU 5	Max	-30884,232	-3285,663	117,497	3719,5293	943,6644	148,1581
15	65,7	After	ELU 5	Min	-30908,58	-7045,416	-117,497	-3719,5293	-943,6644	-18827,9196
16	75,43333	Before	ELU 5	Max	-30807,572	1267,938	60,565	3110,3615	516,8802	6952,591
16	75,43333	Before	ELU 5	Min	-30834,434	-1428,316	-60,565	-3110,3615	-516,8802	-9303,717
17	75,43333	After	ELU 5	Max	-30807,572	1267,938	60,565	3110,3615	516,8802	6952,591
17	75,43333	After	ELU 5	Min	-30834,434	-1428,316	-60,565	-3110,3615	-516,8802	-9303,717
18	85,16667	Before	ELU 5	Max	-30866,554	423,992	26,767	3972,5395	532,3187	11669,3044
18	85,16667	Before	ELU 5	Min	-30901,025	-1593,966	-26,767	-3972,5395	-532,3187	-7329,313
19	85,16667	After	ELU 5	Max	-30866,554	423,992	26,767	3972,5395	532,3187	11669,3044
19	85,16667	After	ELU 5	Min	-30901,025	-1593,966	-26,767	-3972,5395	-532,3187	-7329,313
20	94,9	Before	ELU 5	Max	-30490,242	343,925	83,698	4982,5539	13,5304	11851,6337
20	94,9	Before	ELU 5	Min	-30527,462	-2844,882	-83,698	-4982,5539	-13,5304	11814,465





## APÉNDICE III: REACCIONES EN APOYOS



ALTERNATIVA CENTRO

			F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)	M1 (KN*m)	M2 (KN*m)	M3 (KN*m)
Estribo 1 Derecha	ELS CAR	Max	3196,489	40,059	42,6	1,50E-15	38,9745	24,4201
Estribo 1 Derecha	ELS CAR	Min	211,759	-40,059	-63,935	-1,50E-15	-25,9687	-24,4201
Estribo 2 Derecha	ELS CAR	Max	3139,879	38,054	63,512	1,42E-15	25,7623	23,198
Estribo 2 Derecha	ELS CAR	Min	271,16	-38,054	-42,261	-1,42E-15	-38,717	-23,198
Cimentación Pila 1	ELS CAR	Max	9590,941	205,86	235,232	0,7331	1689,0303	2192,6188
Cimentación Pila 1	ELS CAR	Min	7158,489	-205,86	-249,259	-0,7331	-1593,9784	-2192,6188
Cimentación Pila 2	ELS CAR	Max	9505,292	223,544	270,212	1,0098	1211,6085	2693,3279
Cimentación Pila 2	ELS CAR	Min	7072,854	-223,544	-255,829	-1,0098	-1279,7246	-2693,3279
Estribo 1 Izquierda	ELS CAR	Max	3196,489	40,059	42,6	1,50E-15	38,9745	24,4201
Estribo 1 Izquierda	ELS CAR	Min	211,759	-40,059	-63,935	-1,50E-15	-25,9687	-24,4201
Estribo 2 Izquierda	ELS CAR	Max	3139,879	38,054	63,512	1,42E-15	25,7623	23,198
Estribo 2 Izquierda	ELS CAR	Min	271,16	-38,054	-42,261	-1,42E-15	-38,717	-23,198

			F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)	M1 (KN*m)	M2 (KN*m)	M3 (KN*m)
Pila 1	ELS FREC	Max	9340,729	45,218	40,999	0,3728	319,1952	781,3801
Pila 1	ELS FREC	Min	7570,494	-45,218	-47,105	-0,3728	-277,816	-781,3801
Pila 2	ELS FREC	Max	9242,509	47,062	48,515	0,8901	198,489	1093,7534
Pila 2	ELS FREC	Min	7473,606	-47,062	-41,911	-0,8901	-229,7669	-1093,7534
Estribo 1 Derecha	ELS FREC	Max	2345,983	7,945	10,535	2,97E-16	14,6808	4,8431
Estribo 1 Derecha	ELS FREC	Min	910,461	-7,945	-24,083	-2,97E-16	-6,4219	-4,8431
Estribo 2 Derecha	ELS FREC	Max	2571,473	7,591	23,499	2,83E-16	6,1696	4,6275
Estribo 2 Derecha	ELS FREC	Min	696,637	-7,591	-10,121	-2,83E-16	-14,3252	-4,6275
Estribo 1 Izquierda	ELS FREC	Max	2345,983	7,945	10,535	2,97E-16	14,6808	4,8431
Estribo 1 Izquierda	ELS FREC	Min	910,461	-7,945	-24,083	-2,97E-16	-6,4219	-4,8431
Estribo 2 Izquierda	ELS FREC	Max	2571,473	7,591	23,499	2,83E-16	6,1696	4,6275
Estribo 2 Izquierda	ELS FREC	Min	696,637	-7,591	-10,121	-2,83E-16	-14,3252	-4,6275



ALTERNATIVA CENTRO

			F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)	M1 (KN*m)	M2 (KN*m)	M3 (KN*m)
Estribo 1 Derecha	ELU	Max	4555,809	60,089	75,544	2,24E-15	53,1299	36,6301
Estribo 1 Derecha	ELU	Min	-287,751	-60,089	-87,155	-2,24E-15	-46,0514	-36,6301
Estribo 2 Derecha	ELU	Max	4471,1	57,082	86,652	2,13E-15	45,6455	34,797
Estribo 2 Derecha	ELU	Min	-198,053	-57,082	-74,878	-2,13E-15	-52,8228	-34,797
Cimentación Pila 1	ELU	Max	13312,039	308,75	365,564	1,0996	2454,8563	3288,7821
Cimentación Pila 1	ELU	Min	7031,475	-308,75	-362,276	-1,0996	-2477,1324	-3288,7821
Cimentación Pila 2	ELU	Max	13196,596	335,29	393,465	1,5148	1879,0534	4039,8697
Cimentación Pila 2	ELU	Min	6946,054	-335,29	-396,759	-1,5148	-1863,4536	-4039,8697
Estribo 1 Izquierda	ELU	Max	4555,809	60,089	75,544	2,24E-15	53,1299	36,6301
Estribo 1 Izquierda	ELU	Min	-287,751	-60,089	-87,155	-2,24E-15	-46,0514	-36,6301
Estribo 2 Izquierda	ELU	Max	4471,1	57,082	86,652	2,13E-15	45,6455	34,797
Estribo 2 Izquierda	ELU	Min	-198,053	-57,082	-74,878	-2,13E-15	-52,8228	-34,797



**APÉNDICE IV: COMPROBACIÓN A  
AGOTAMIENTO DE LA SECCIÓN EN PILAS Y  
TABLERO**



Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

Sección: LOSA

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup> TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.79	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	3.5	Mxu [kN·m]	-54731.0	CSCM	
1/r [km <sup>-1</sup> ]	4.4	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-2.5	Myu [kN·m]	-15.4		2.65
		$\beta$ [°]	180.0	Nu [kN]	31145.19		

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	3.3	435
1.30	-2.3	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Área [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
1	SI	P	20.00	72.257	7.462	1.300	3.038	1.300
2	SI	P	16.00	106.563	0.050	0.050	10.450	0.050
3	SI	Y	91.67	66.000	5.900	0.135	5.900	0.135
4	SI	Y	91.67	66.000	7.200	0.135	7.200	0.135
5	SI	Y	91.67	66.000	4.600	0.135	4.600	0.135
6	SI	Y	91.67	66.000	3.300	0.135	3.300	0.135

Nd [kN] 31145. Mxd (kN·m) -20687. Myd (kN·m) 0. Factor Armadura 1.00

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

Sección: LOSA

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup> TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.29	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	2.8	Mxu [kN·m]	17968.0	CSCM	
1/r [km <sup>-1</sup> ]	9.9	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-10.5	Myu [kN·m]	-681.0		3.29
		$\beta$ [°]	360.0	Nu [kN]	31145.19		

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	2.3	435
1.30	-10.0	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Área [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
1	SI	P	20.00	72.257	7.462	1.300	3.038	1.300
2	SI	P	16.00	106.563	0.050	0.050	10.450	0.050
3	SI	Y	91.67	66.000	5.900	0.135	5.900	0.135
4	SI	Y	91.67	66.000	7.200	0.135	7.200	0.135
5	SI	Y	91.67	66.000	4.600	0.135	4.600	0.135
6	SI	Y	91.67	66.000	3.300	0.135	3.300	0.135

Nd [kN] 31145. Mxd (kN·m) 5470.1. Myd (kN·m) 0. Factor Armadura 1.00



Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

Sección: LOSA1

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup> TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.26	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	2.1	Mxu [kN·m]	33402.0	CSCM
1/r [km <sup>-1</sup> ]	7.8	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-8.5	Myu [kN·m]	-481.1	2.55
		$\beta$ [°]	360.0	Nu [kN]	0	

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	1.7	333
1.30	-8.1	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Area [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
9	SI	P	12.00	2.262	6.650	0.467	6.075	0.175
10	SI	P	12.00	2.262	5.525	0.175	4.975	0.175
11	SI	Y	91.67	66.000	5.900	0.773	5.900	0.773
12	SI	Y	91.67	66.000	7.200	0.773	7.200	0.773
13	SI	Y	91.67	66.000	4.600	0.773	4.600	0.773
14	SI	Y	91.67	66.000	3.300	0.773	3.300	0.773

Nd [kN] 0      Mxd (kN·m) 13085      Factor Armadura 1.00  
Myd (kN·m) 0

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

Sección: LOSA2

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup> TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.79	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	3.5	Mxu [kN·m]	-20177.0	CSCM
1/r [km <sup>-1</sup> ]	4.4	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-2.6	Myu [kN·m]	-1337.7	1.82
		$\beta$ [°]	180.3	Nu [kN]	30987.78	

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	3.3	435
1.34	-2.4	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Area [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
9	SI	P	12.00	2.262	6.650	0.467	6.075	0.175
10	SI	P	12.00	2.262	5.525	0.175	4.975	0.175
11	SI	Y	91.67	66.000	5.900	1.203	5.900	1.203
12	SI	Y	91.67	66.000	7.200	1.203	7.200	1.203
13	SI	Y	91.67	66.000	4.600	1.203	4.600	1.203
14	SI	Y	91.67	66.000	3.300	1.203	3.300	1.203

Nd [kN] 30987.      Mxd (kN·m) -11057      Factor Armadura 1.00  
Myd (kN·m) -734



Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

Sección: **LDSA3**

SECCIÓN      DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup>      TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.48	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	3.5	Mxu [kN·m]	-17443.0	CSCM
1/r [km <sup>-1</sup> ]	7.3	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-6.4	Myu [kN·m]	8.0	1.17
		$\beta$ [°]	180.0	Nu [kN]	0	

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	3.1	435
1.30	-6.0	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Area [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
9	SI	P	12.00	2.262	6.650	0.467	6.075	0.175
10	SI	P	12.00	2.262	5.525	0.175	4.975	0.175
11	SI	Y	91.67	66.000	5.900	0.829	5.900	0.829
12	SI	Y	91.67	66.000	7.200	0.829	7.200	0.829
13	SI	Y	91.67	66.000	4.600	0.829	4.600	0.829
14	SI	Y	91.67	66.000	3.300	0.829	3.300	0.829

Nd [kN]       Mxd (kN·m)       Factor Armadura

Myd (kN·m)

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

Sección: **LDSA4**

SECCIÓN      DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup>      TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.32	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	1.5	Mxu [kN·m]	50313.0	CSCM
1/r [km <sup>-1</sup> ]	4.5	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-4.6	Myu [kN·m]	84.8	2.68
		$\beta$ [°]	0.0	Nu [kN]	0	

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	1.2	247
1.30	-4.4	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Area [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
9	SI	P	12.00	2.262	6.650	0.467	6.075	0.175
10	SI	P	12.00	2.262	5.525	0.175	4.975	0.175
11	SI	Y	91.67	66.000	5.900	1.215	5.900	1.215
12	SI	Y	91.67	66.000	7.200	1.215	7.200	1.215
13	SI	Y	91.67	66.000	4.600	1.215	4.600	1.215
14	SI	Y	91.67	66.000	3.300	1.215	3.300	1.215

Nd [kN]       Mxd (kN·m)       Factor Armadura

Myd (kN·m)



Sección: LOSA4

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup> TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.79	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	3.5	Mxu [kN·m]	-19654.0	CSCM
1/r [km <sup>-1</sup> ]	4.4	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-2.5	Myu [kN·m]	-3.0	2.90
		$\beta$ [°]	180.0	Nu [kN]	31156.88	

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	3.3	435
1.30	-2.3	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Area [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
9	SI	P	12.00	2.262	6.650	0.467	6.075	0.175
10	SI	P	12.00	2.262	5.525	0.175	4.975	0.175
11	SI	Y	91.67	66.000	5.900	1.215	5.900	1.215
12	SI	Y	91.67	66.000	7.200	1.215	7.200	1.215
13	SI	Y	91.67	66.000	4.600	1.215	4.600	1.215
14	SI	Y	91.67	66.000	3.300	1.215	3.300	1.215

Nd [kN] 31156. Mxd [kN·m] -6775.7 Factor Armadura 1.00  
Myd [kN·m] 0

Sección: PILA1

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10<sup>-3</sup> TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y esfuerzos últimos

x [m]	0.80	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	3.5	Mxu [kN·m]	6167.9	CSCM
1/r [km <sup>-1</sup> ]	4.4	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-3.0	Myu [kN·m]	-2167.6	2.64
		$\beta$ [°]	340.6	Nu [kN]	14675.45	

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad [m]	Deformación · 10 <sup>-3</sup>	Tensión [MPa]
0.05	3.3	435
1.45	-2.8	-435

Arm. nº	Fija	Tipo	Diámetro [m]	Area [cm <sup>2</sup> ]	xi [m]	yi [m]	xf [m]	yf [m]
1	SI	P	20.00	75.398	0.653	0.749	0.629	0.567

Nd [kN] 14675. Mxd [kN·m] 2332.9 Factor Armadura 1.00  
Myd [kN·m] -1819.9



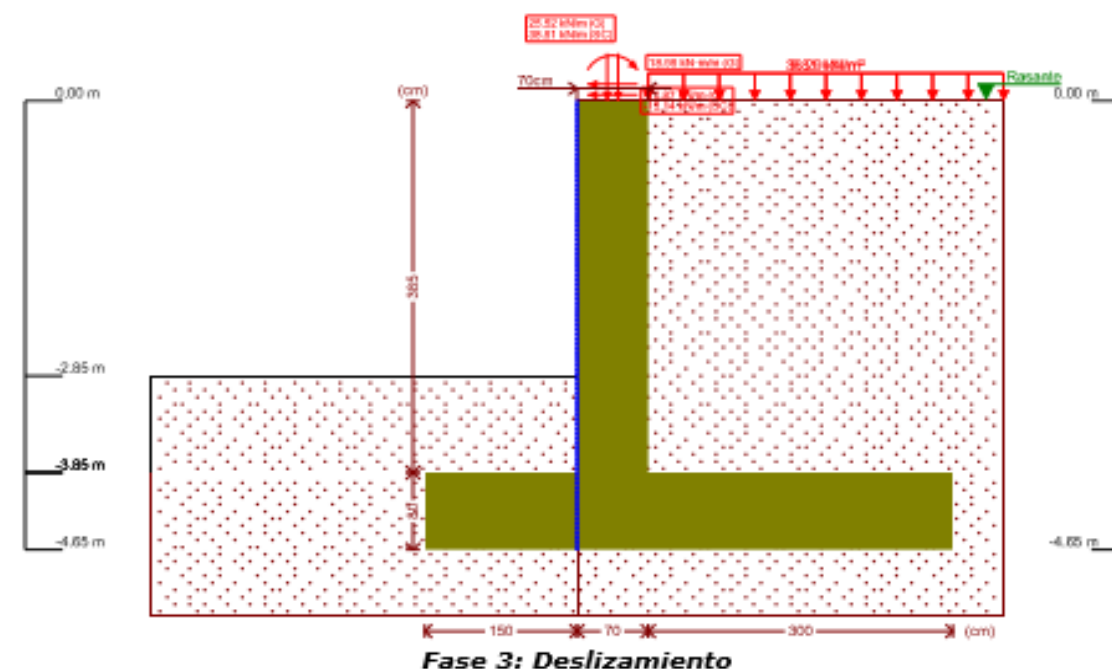
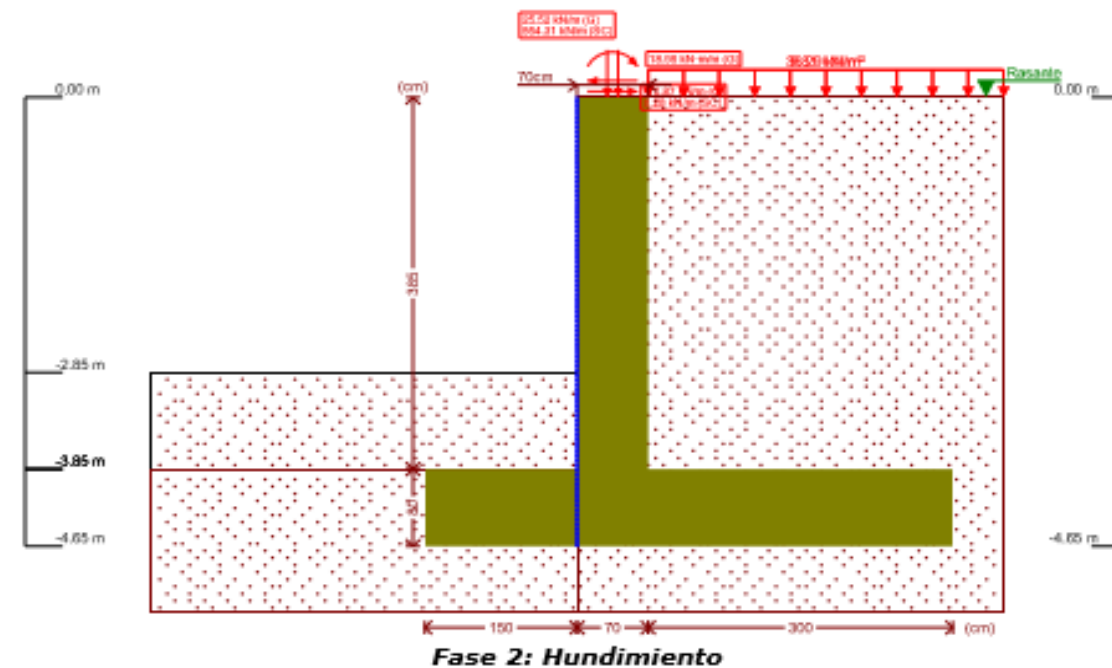
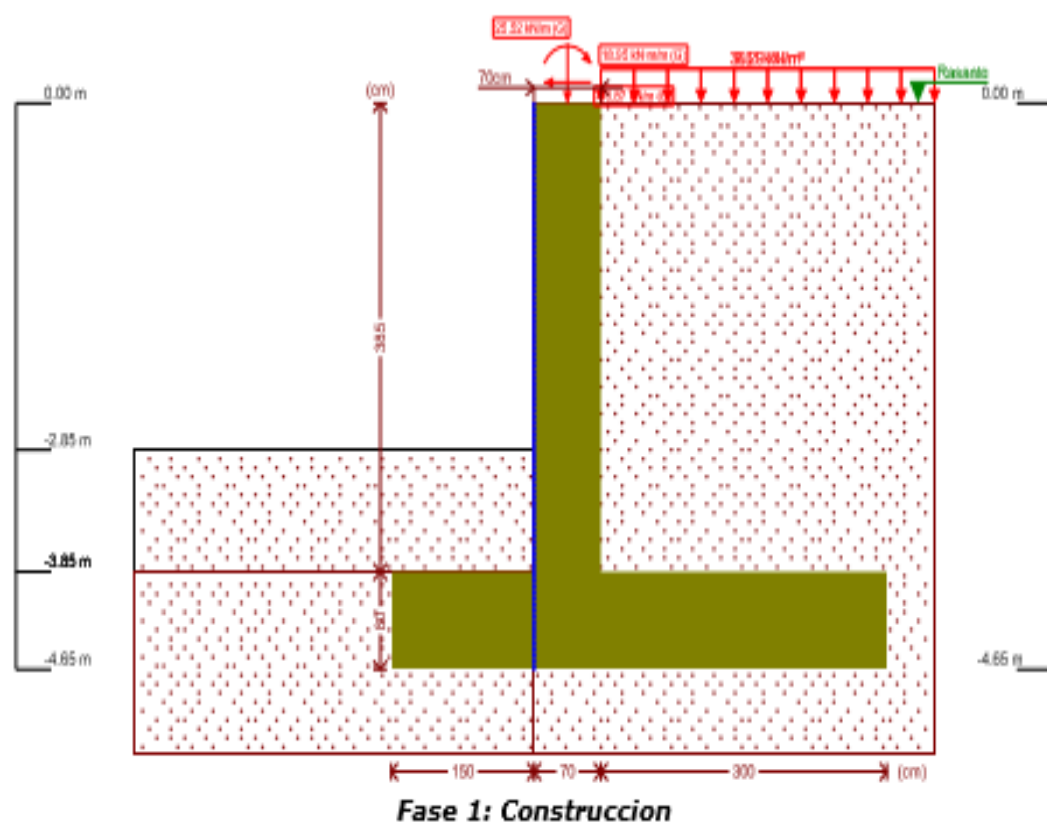


## APÉNDICE V: CÁLCULO DE MUROS, ESTRIBOS Y ZAPATAS



ESTRIBO

### Selección de listados





### 10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior / 4Ø12: inferior / 2Ø12				
Estribos: Ø12c/20				
Canto viga: 85 cm				
Anclaje intradós / trasdós: 50 / 85 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/15 Solape: 0.3 m	Ø12c/15	Ø20c/15 Solape: 1.2 m Refuerzo 1: Ø16 h=1.7 m	Ø16c/15
ZAPATA				
Armadura		Longitudinal	Transversal	
Superior		Ø16c/20	Ø16c/20 Patilla Intradós / Trasdós: 25 / 25 cm	
Inferior		Ø20c/15	Ø20c/15 Patilla intradós / trasdós: 90 / 90 cm	
Longitud de pata en arranque: 50 cm				

### 11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: ESTRIBO		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 1824 kN/m Calculado: 177.7 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Separación libre mínima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 13.4 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.001	
- Trasdós (-3.85 m):	Calculado: 0.00268	Cumple
- Intradós (-3.85 m):	Calculado: 0.0015	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J.Calavera, "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal &gt; 20% Cuantía vertical)</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 0.00098 Calculado: 0.00191	Cumple

Referencia: Muro: ESTRIBO		
Comprobación	Valores	Estado
- Intradós:	Mínimo: 0.00021 Calculado: 0.00107	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Trasdós (-3.85 m):	Calculado: 0.0049	Cumple
- Trasdós (-2.15 m):	Calculado: 0.00299	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00184	
- Trasdós (-3.85 m):	Calculado: 0.0049	Cumple
- Trasdós (-2.15 m):	Calculado: 0.00299	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradós (-3.85 m):	Calculado: 0.00107	Cumple
- Intradós (-2.15 m):	Calculado: 0.00107	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 0.00015	
- Intradós (-3.85 m):	Calculado: 0.00107	Cumple
- Intradós (-2.15 m):	Calculado: 0.00107	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 4.7 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 12.6 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 15 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: 372.4 kN/m Calculado: 159.1 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08, Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple

Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.5.2</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.04 m Calculado: 1.2 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple
Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J.Calavera, "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 60 cm Calculado: 85 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Área mínima longitudinal cara superior viga de coronación: <i>Criterio J.Calavera, "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 2.2 cm <sup>2</sup> Calculado: 4.5 cm <sup>2</sup>	Cumple
Canto mínimo viga coronación: <i>Criterio de CYPE Ingenieros: el canto de la viga debe ser mayor que el ancho de la viga o 25 cm</i>	Mínimo: 58 cm Calculado: 85 cm	Cumple
Área mínima estribos viga coronación: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 5.15 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 11.31 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
Separación máxima entre estribos: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple



ALTERNATIVA CENTRO

Referencia: Muro: ESTRIBO		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
<b>Información adicional:</b>		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -3.85 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -3.85 m		
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -3.85 m, Md: 368.52 kN·m/m, Nd: 149.38 kN/m, Vd: 173.97 kN/m, Tensión máxima del acero: 152.722 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -3.19 m		
Referencia: Zapata corrida: ESTRIBO		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Comprobación de estabilidad:</b> <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 4.87	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 2.52	Cumple
<b>Canto mínimo:</b>		
- Zapata: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.1</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
<b>Tensiones sobre el terreno:</b> <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.28 MPa Calculado: 0.2206 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.3039 MPa	Cumple
<b>Flexión en zapata:</b> <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 8.23 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 10.05 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 7.16 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 20.94 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 10.05 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 15.17 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 20.94 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
<b>Esfuerzo cortante:</b> <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 383.5 kN/m Calculado: 118.8 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 279.6 kN/m	Cumple

Referencia: Zapata corrida: ESTRIBO		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Recubrimiento:</b>		
- Lateral: <i>Norma EHE-08, Artículo 37.2.4.1</i>	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
<b>Diámetro mínimo:</b> <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.2.</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: Ø12 Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>		
- Armadura transversal inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 20 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>		
- Armadura longitudinal inferior:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00261	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00261	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00125	Cumple
<b>Cuantía mecánica mínima:</b>		
- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00065 Calculado: 0.00261	Cumple
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00031 Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00184 Calculado: 0.00261	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00125 Calculado: 0.00125	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
<b>Información adicional:</b>		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 258.12 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 470.67 kN·m/m		



## 12.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø12	Ø16	Ø20	
Armado base transversal	Longitud (m)	70x4.29			300.30
	Peso (kg)	70x3.81			266.62
Armado longitudinal	Longitud (m)	26x10.36			269.36
	Peso (kg)	26x9.20			239.15

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø12	Ø16	Ø20	
Armado base transversal	Longitud (m)			70x4.64	324.80
	Peso (kg)			70x11.44	801.01
Armado longitudinal	Longitud (m)		26x10.36		269.36
	Peso (kg)		26x16.35		425.14
Armado viga coronación	Longitud (m)	4x10.36			41.44
	Peso (kg)	4x9.20			36.79
Armado viga coronación	Longitud (m)	2x10.36			20.72
	Peso (kg)	2x9.20			18.40
Armado viga coronación	Longitud (m)	53x3.04			161.12
	Peso (kg)	53x2.70			143.05
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)			70x6.84	478.80
	Peso (kg)			70x16.87	1180.80
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)			35x10.36	362.60
	Peso (kg)			35x25.55	894.23
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)		53x5.54		293.62
	Peso (kg)		53x8.74		463.43
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)		26x10.36		269.36
	Peso (kg)		26x16.35		425.14
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	70x1.50			105.00
	Peso (kg)	70x1.33			93.22
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)			70x2.40	168.00
	Peso (kg)			70x5.92	414.31
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)		69x2.90		200.10
	Peso (kg)		69x4.58		315.82
Totales	Longitud (m)	897.94	1032.44	1334.20	
	Peso (kg)	797.23	1629.53	3290.35	5717.11
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	987.73	1135.68	1467.62	
	Peso (kg)	876.95	1792.49	3619.38	6288.82

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

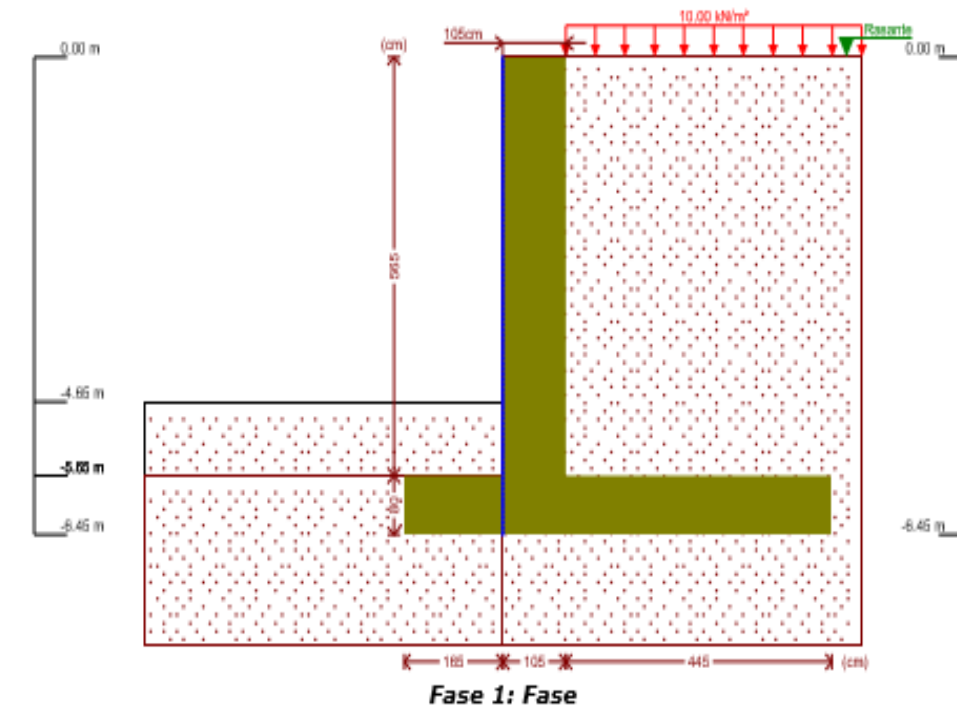
Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)				Hormigón (m³)	
	Ø12	Ø16	Ø20	Total	HA-30, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	876.95	1792.48	3619.39	6288.82	71.98	5.46
Totales	876.95	1792.48	3619.39	6288.82	71.98	5.46



AletaMuroEnVuelta

## Selección de listados

### 6.- ESQUEMA DE LAS FASES



### 10.- DESCRIPCIÓN DEL ARMADO

CORONACIÓN				
Armadura superior: 5Ø16				
Anclaje intradós / trasdós: 100 / 100 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradós		Trasdós	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø12c/20 Solape: 0.3 m	Ø12c/15	Ø20c/15 Solape: 1.05 m	Ø20c/20
ZAPATA				
Armadura	Longitudinal		Transversal	
Superior	Ø16c/20		Ø20c/20 Patilla Intradós / Trasdós: 25 / 25 cm	
Inferior	Ø16c/20		Ø16c/20	
Longitud de pata en arranque: 30 cm				



## 11.- COMPROBACIONES GEOMÉTRICAS Y DE RESISTENCIA

Referencia: Muro: AletaMuroEnVuelta		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación a rasante en arranque muro: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 1512.5 kN/m Calculado: 165.3 kN/m	Cumple
Espesor mínimo del tramo: <i>Jiménez Salas, J.A., Geotecnia y Cimentos 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	
- Trasdós:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 13.8 cm	Cumple
Separación máxima armaduras horizontales: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Trasdós:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 15 cm	Cumple

Referencia: Muro: AletaMuroEnVuelta		
Comprobación	Valores	Estado
Cuantía geométrica mínima horizontal por cara: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.001	
- Trasdós (-5.65 m):	Calculado: 0.00314	Cumple
- Intradós (-5.65 m):	Calculado: 0.0015	Cumple
Cuantía mínima mecánica horizontal por cara: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Cuantía horizontal &gt; 20% Cuantía vertical)</i>		
- Trasdós:	Mínimo: 0.00039 Calculado: 0.00149	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0.0001 Calculado: 0.00071	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009	
- Trasdós (-5.65 m):	Calculado: 0.00199	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara traccionada: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00184	
- Trasdós (-5.65 m):	Calculado: 0.00199	Cumple
Cuantía mínima geométrica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027	
- Intradós (-5.65 m):	Calculado: 0.00053	Cumple
Cuantía mínima mecánica vertical cara comprimida: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.3</i>	Mínimo: 2e-005	
- Intradós (-5.65 m):	Calculado: 0.00053	Cumple
Separación libre mínima armaduras verticales: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.4.1</i>	Mínimo: 2.5 cm	
- Trasdós:	Calculado: 11 cm	Cumple
- Intradós:	Calculado: 17.6 cm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura vertical Trasdós:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armadura vertical Intradós:	Calculado: 20 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: 497.7 kN/m Calculado: 130.6 kN/m	Cumple
Comprobación de fisuración: <i>Norma EHE-08, Artículo 49.2.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0 mm	Cumple
Longitud de solapes: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.5.2</i>		
- Base trasdós:	Mínimo: 1.04 m Calculado: 1.05 m	Cumple
- Base intradós:	Mínimo: 0.3 m Calculado: 0.3 m	Cumple



ALTERNATIVA CENTRO

Comprobación del anclaje del armado base en coronación: <i>Criterio J. Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Trasdós:	Calculado: 100 cm Mínimo: 95 cm	Cumple
- Intradós:	Mínimo: 0 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 <sup>2</sup> Calculado: 10 cm <sup>2</sup>	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Trasdós: -5.65 m		
- Cota de la sección con la mínima relación 'cuantía horizontal / cuantía vertical' Intradós: -5.65 m		

Referencia: Muro: AletaMuroEnVuelta		
Comprobación	Valores	Estado
- Sección crítica a flexión compuesta: Cota: -5.65 m, Md: 372.22 kN·m/m, Nd: 145.49 kN/m, Vd: 165.30 kN/m, Tensión máxima del acero: 148.795 MPa		
- Sección crítica a cortante: Cota: -4.64 m		

Referencia: Zapata corrida: AletaMuroEnVuelta		
Comprobación	Valores	Estado
Comprobación de estabilidad: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Coeficiente de seguridad al vuelco:	Mínimo: 2 Calculado: 9.73	Cumple
- Coeficiente de seguridad al deslizamiento:	Mínimo: 1.5 Calculado: 3.55	Cumple
Canto mínimo: - Zapata: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.1</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple

Tensiones sobre el terreno: <i>Valor introducido por el usuario.</i>		
- Tensión media:	Máximo: 0.28 MPa Calculado: 0.1211 MPa	Cumple
- Tensión máxima:	Máximo: 0.35 MPa Calculado: 0.1336 MPa	Cumple

Flexión en zapata: <i>Comprobación basada en criterios resistentes</i>		
- Armado superior trasdós:	Mínimo: 8.42 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 15.7 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior trasdós:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 10.05 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado superior intradós:	Mínimo: 0 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 15.7 cm <sup>2</sup> /m	Cumple
- Armado inferior intradós:	Mínimo: 5.21 cm <sup>2</sup> /m Calculado: 10.05 cm <sup>2</sup> /m	Cumple

Esfuerzo cortante: <i>Norma EHE-08, Artículo 44.2.3.2.1</i>		
- Trasdós:	Máximo: 383.5 kN/m Calculado: 102 kN/m	Cumple
- Intradós:	Calculado: 89.7 kN/m	Cumple

Longitud de anclaje: <i>Norma EHE-08, Artículo 69.5</i>		
- Arranque trasdós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 71.8 cm	Cumple
- Arranque intradós:	Mínimo: 20 cm Calculado: 71.8 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: 25 cm	Cumple
- Armado superior intradós (Patilla):	Mínimo: 0 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Recubrimiento: - Lateral: <i>Norma EHE-08, Artículo 37.2.4.1</i>		
	Mínimo: 7 cm Calculado: 7 cm	Cumple
Diámetro mínimo: <i>Norma EHE-08, Artículo 58.8.2.</i>		
	Mínimo: Ø12	

Referencia: Zapata corrida: AletaMuroEnVuelta		
Comprobación	Valores	Estado
- Armadura transversal inferior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura longitudinal inferior:	Calculado: Ø16	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: Ø20	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: Ø16	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.1</i>		
- Armadura transversal inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 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>		
- Armadura transversal inferior:	Mínimo: 10 cm Calculado: 20 cm	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 20 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>		
- Armadura longitudinal inferior:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura longitudinal superior:	Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal inferior:	Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal superior:	Calculado: 0.00196	Cumple
Cuantía mecánica mínima:		
- Armadura longitudinal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00031 Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura longitudinal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 55</i>	Mínimo: 0.00049 Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal inferior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00086 Calculado: 0.00125	Cumple
- Armadura transversal superior: <i>Norma EHE-08, Artículo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00127 Calculado: 0.00196	Cumple

Se cumplen todas las comprobaciones

Información adicional:		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del trasdós: 263.97 kN·m/m		
- Momento flector pésimo en la sección de referencia del intradós: 164.38 kN·m/m		



## 12.- MEDICIÓN

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø12	Ø16	Ø20	
Armado base transversal	Longitud (m)	25x6.59			164.75
	Peso (kg)	25x5.85			146.27
Armado longitudinal	Longitud (m)	39x4.76			185.64
	Peso (kg)	39x4.23			164.82
Armado base transversal	Longitud (m)			33x6.59	217.47
	Peso (kg)			33x16.25	536.31
Armado longitudinal	Longitud (m)			29x4.76	138.04
	Peso (kg)			29x11.74	340.43

Referencia: Muro		B 500 S, Ys=1.15			Total
Nombre de armado		Ø12	Ø16	Ø20	
Armado viga coronación	Longitud (m)		5x4.76		23.80
	Peso (kg)		5x7.51		37.56
Armadura inferior - Transversal	Longitud (m)		25x7.01		175.25
	Peso (kg)		25x11.06		276.60
Armadura inferior - Longitudinal	Longitud (m)		36x4.76		171.36
	Peso (kg)		36x7.51		270.46
Armadura superior - Transversal	Longitud (m)			25x7.49	187.25
	Peso (kg)			25x18.47	461.79
Armadura superior - Longitudinal	Longitud (m)		36x4.76		171.36
	Peso (kg)		36x7.51		270.46
Arranques - Transversal - Izquierda	Longitud (m)	25x1.31			32.75
	Peso (kg)	25x1.16			29.08
Arranques - Transversal - Derecha	Longitud (m)			33x2.06	67.98
	Peso (kg)			33x5.08	167.65
Totales	Longitud (m)	383.14	541.77	610.74	
	Peso (kg)	340.17	855.08	1506.18	2701.43
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	421.45	595.95	671.81	
	Peso (kg)	374.19	940.59	1656.79	2971.57

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)				Hormigón (m³)	
	Ø12	Ø16	Ø20	Total	HA-30, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: Muro	374.19	940.58	1656.80	2971.57	57.10	3.50
Totales	374.19	940.58	1656.80	2971.57	57.10	3.50



Zapata PILA

## Elementos de cimentación

### 2.- DESCRIPCIÓN

Referencias	Materiales	Geometría	Armado
P-1	Hormigón: HA-25, Yc=1.5 Acero: B 500 S, Ys=1.15 Tensión admisible en situaciones persistentes: 0.280 MPa Tensión admisible en situaciones accidentales: 0.300 MPa	Zapata rectangular centrada Ancho zapata X: 750.0 cm Ancho zapata Y: 550.0 cm Canto: 150.0 cm	Sup X: 36Ø16c/15 Sup Y: 49Ø16c/15 Inf X: 36Ø25c/15 Inf Y: 49Ø20c/15

### 4.- MEDICIÓN

Referencia: P-1		B 500 S, Ys=1.15				Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	Ø25	
Parrilla inferior - Armado X	Longitud (m)				36x8.92	321.12
	Peso (kg)				36x34.37	1237.41
Parrilla inferior - Armado Y	Longitud (m)			49x6.92		339.08
	Peso (kg)			49x17.07		836.22

Referencia: P-1		B 500 S, Ys=1.15				Total
Nombre de armado		Ø6	Ø16	Ø20	Ø25	
Parrilla superior - Armado X	Longitud (m)		36x8.92			321.12
	Peso (kg)		36x14.08			506.83
Parrilla superior - Armado Y	Longitud (m)		49x6.92			339.08
	Peso (kg)		49x10.92			535.18
Arranque - Armado longitudinal	Longitud (m)			24x2.82		67.68
	Peso (kg)			24x6.95		166.91
Arranque - Estribos	Longitud (m)	3x4.50				13.50
	Peso (kg)	3x1.00				3.00
Totales	Longitud (m)	13.50	660.20	406.76	321.12	
	Peso (kg)	3.00	1042.01	1003.13	1237.41	3285.55
Total con mermas (10.00%)	Longitud (m)	14.85	726.22	447.44	353.23	
	Peso (kg)	3.30	1146.21	1103.44	1361.16	3614.11

Resumen de medición (se incluyen mermas de acero)

Elemento	B 500 S, Ys=1.15 (kg)				Hormigón (m³)		
	Ø6	Ø16	Ø20	Ø25	Total	HA-25, Yc=1.5	Limpieza
Referencia: P-1	3.30	1146.22	1103.44	1361.15	3614.11	61.88	4.13
Totales	3.30	1146.22	1103.44	1361.15	3614.11	61.88	4.13





## 5.- COMPROBACIÓN

Referencia: P-1		
Dimensiones: 750 x 550 x 150		
Armados: Xi:Ø25c/15 Yi:Ø20c/15 Xs:Ø16c/15 Ys:Ø16c/15		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Tensiones sobre el terreno:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.28 MPa Calculado: 0.274876 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.349923 MPa Calculado: 0.279291 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.349923 MPa Calculado: 0.286158 MPa	Cumple
<b>Vuelco de la zapata:</b> <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 5846.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 66539.2 %	Cumple
<b>Deslizamiento de la zapata:</b> - Situaciones persistentes: <i>CTE DB-SE C (Cimientos): Tabla 2.1</i>		
	Mínimo: 1.5 Calculado: 19.01	Cumple
<b>Flexión en la zapata:</b>		
- En dirección X:	Momento: 9452.48 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 5986.97 kN·m	Cumple
<b>Cortante en la zapata:</b>		
- En dirección X:	Cortante: 2915.43 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 1415.68 kN	Cumple
<b>Compresión oblicua en la zapata:</b> - Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
	Máximo: 5000 kN/m <sup>2</sup> Calculado: 1817 kN/m <sup>2</sup>	Cumple

Referencia: P-1		
Dimensiones: 750 x 550 x 150		
Armados: Xi:Ø25c/15 Yi:Ø20c/15 Xs:Ø16c/15 Ys:Ø16c/15		
Comprobación	Valores	Estado
<b>Canto mínimo:</b> <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 150 cm	Cumple
<b>Espacio para anclar arranques en cimentación:</b> - P-1:		
	Mínimo: 40 cm Calculado: 141 cm	Cumple
<b>Cuantía geométrica mínima:</b> <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0022	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0014	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
<b>Cuantía mínima necesaria por flexión:</b> <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0016 Calculado: 0.0022	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0012 Calculado: 0.0014	Cumple
<b>Diámetro mínimo de las barras:</b> <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>		
- Parrilla inferior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 20 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
<b>Separación máxima entre barras:</b> <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Máximo: 30 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
<b>Separación mínima entre barras:</b> <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 10 cm Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 15 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 15 cm	Cumple



ALTERNATIVA CENTRO

Longitud de anclaje:		
<i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 91 cm Calculado: 273 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 88 cm Calculado: 273 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 41 cm Calculado: 173 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 41 cm Calculado: 173 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 19 cm Calculado: 273 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 19 cm Calculado: 273 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 19 cm Calculado: 173 cm	Cumple

Referencia: P-1		
Dimensiones: 750 x 550 x 150		
Armados: Xi:Ø25c/15 Yi:Ø20c/15 Xs:Ø16c/15 Ys:Ø16c/15		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 173 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Calculado: 80 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 25 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 25 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 16 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		



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 CENTRO



## ÍNDICE PLANOS

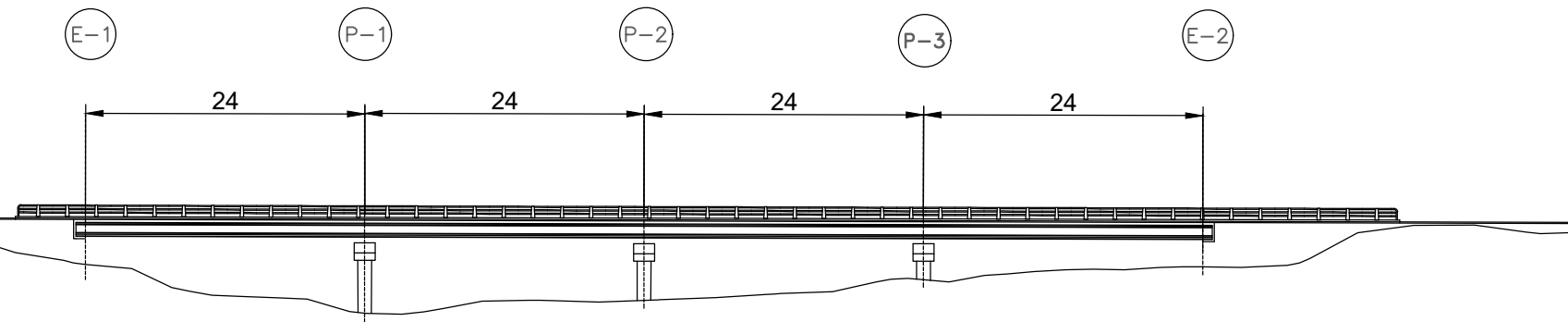
1. LOCALIZACIÓN
2. SITUACIÓN ACTUAL
3. DISEÑO GEOMÉTRICO
  - 3.1. Planta general
  - 3.2. Planta y perfil
  - 3.3. Sección tipo
  - 3.4. Secciones transversales
4. ESTRUCTURAS
  - 4.1. Puente sobre el barranco del Remedio y CV-346
    - 4.1.1. Estudio inicial de soluciones
      - 4.1.1.1. Solución de cuatro vanos
      - 4.1.1.2. Solución de tres vanos
      - 4.1.1.3. Solución de dos vanos
      - 4.1.1.4. Solución de un vano
    - 4.1.2. Estudio detallado de soluciones óptimas
      - 4.1.2.1. Puente vigas Doble T
      - 4.1.2.2. Puente vigas Artesa
      - 4.1.2.3. Puente Losa de canto constante
      - 4.1.2.4. Puente Cajón de canto constante
    - 4.1.3. Estudio detallado solución final
      - 4.1.3.1. Emplazamiento
      - 4.1.3.2. Planta y alzado
      - 4.1.3.3. Sección transversal
      - 4.1.3.4. Geometría y armado
  - 4.2. Puente sobre el barranco del Montú
  - 4.3. Puente en el Rincón del Calvo
    - 4.3.1. Estudio inicial de soluciones
      - 4.3.1.1. Solución de cinco vanos
      - 4.3.1.2. Solución de cuatro vanos
      - 4.3.1.3. Solución de tres vanos
      - 4.3.1.4. Solución de dos vanos
      - 4.3.1.5. Solución de un vano
    - 4.3.2. Estudio detallado de soluciones óptimas
      - 4.3.2.1. Puente vigas Doble T
      - 4.3.2.2. Puente vigas Artesa
      - 4.3.2.3. Puente Losa de canto constante



- 4.3.2.4. Puente Cajón de canto constante
- 4.3.3. Estudio detallado solución final
  - 4.3.3.1. Emplazamiento
  - 4.3.3.2. Planta y alzado
  - 4.3.3.3. Sección transversal
  - 4.3.3.4. Geometría y armado
- 5. HIDRÁULICA
  - 5.1. Puente sobre el barranco del Remedio
    - 5.1.1. Alzado con regularización de la sección transversal y medidas de protección
    - 5.1.2. Detalles protecciones y zanja de anclaje
    - 5.1.3. Planta de las protecciones general y local
  - 5.2. Puente sobre el barranco del Montú
    - 5.2.1. Alzado con regularización de la sección transversal y medidas de protección
    - 5.2.2. Detalles de las protecciones general y local
    - 5.2.3. Planta de las protecciones general y local
- 6. IMPACTOAMBIENTAL
  - 6.1. Red hidrográfica
  - 6.2. Riesgos de inundaciones
  - 6.3. Vulnerabilidad de acuíferos
  - 6.4. Riesgo de erosión actual
  - 6.5. Riesgo de erosión potencial
  - 6.6. Riesgo de deslizamientos y desprendimientos
  - 6.7. Litología
  - 6.8. Fisiografía
  - 6.9. Ocupación del suelo
  - 6.10. Planeamiento urbanístico
  - 6.11. Capacidad de uso del suelo
  - 6.12. Zonas aptas para vertederos
  - 6.13. Aprovechamientos de rocas para usos industriales
  - 6.14. Zepa Alto Turia y sierra del negrete
  - 6.15. Hábitats de interés comunitario
  - 6.16. Montes y vías pecuarias
  - 6.17. Senderos e instalaciones recreativas
  - 6.18. Yacimientos arqueológicos

### Perfil longitudinal. Solución de 4 vanos con vigas Doble T

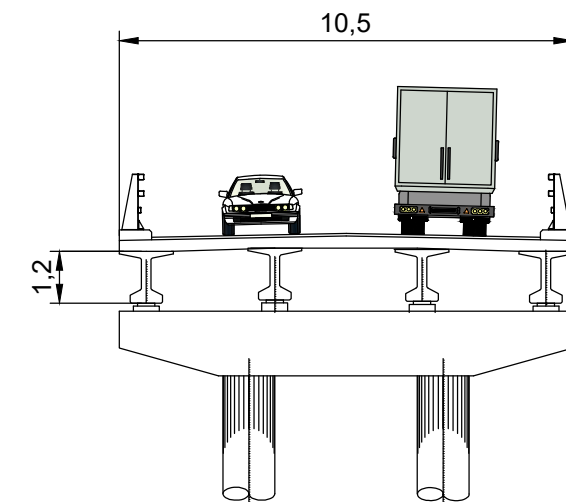
Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero.

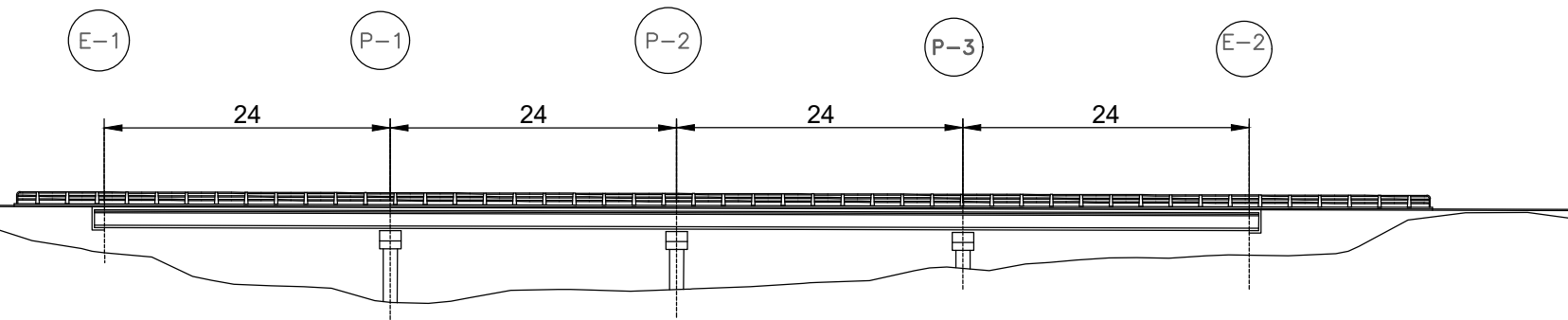
#### Vigas Doble T

Escala 1:175  
Cotas en metros



### Perfil longitudinal. Solución de 4 vanos con vigas Artesa

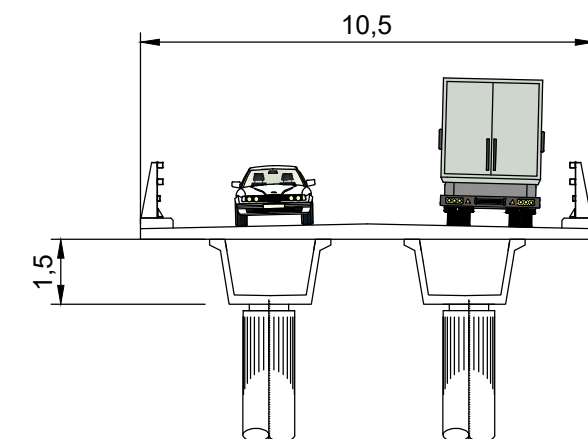
Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero.

#### Vigas Artesa

Escala 1:175  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:175  
1:750

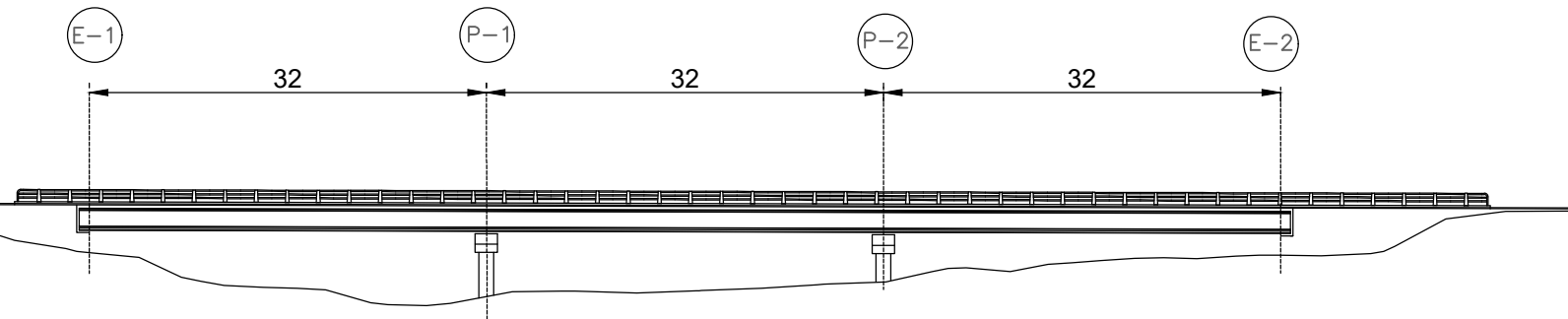
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO INICIAL DE SOLUCIONES.  
SOLUCIÓN DE 4 VANOS

Nº DE PLANO  
4.1.1.1

HOJA 1 DE 1

### Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con vigas Doble T

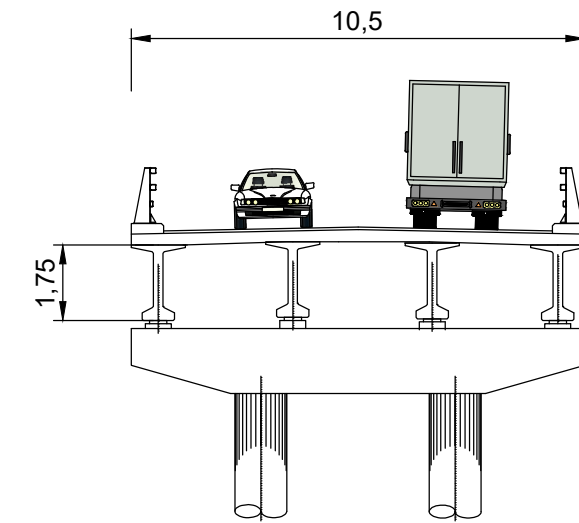
Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero.

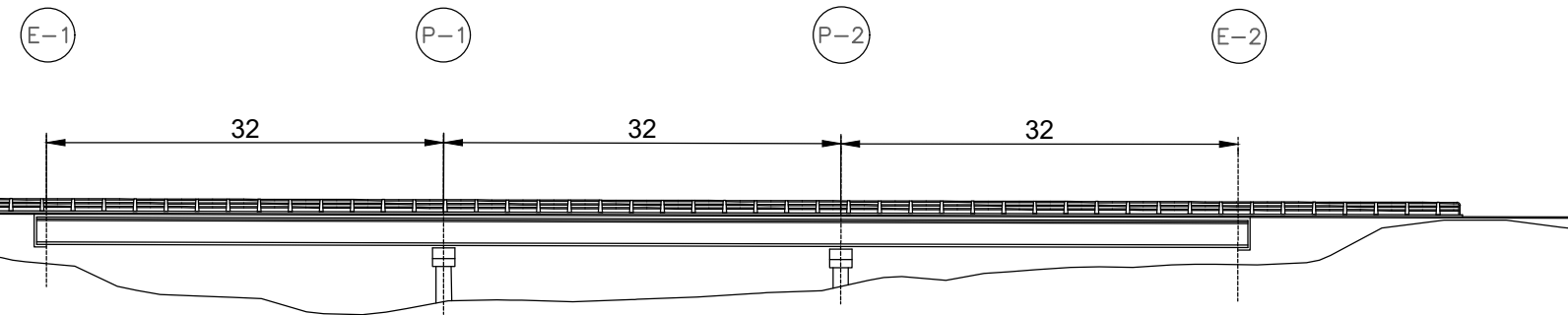
#### Vigas Doble T

Escala 1:175  
Cotas en metros



### Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con vigas Artesa

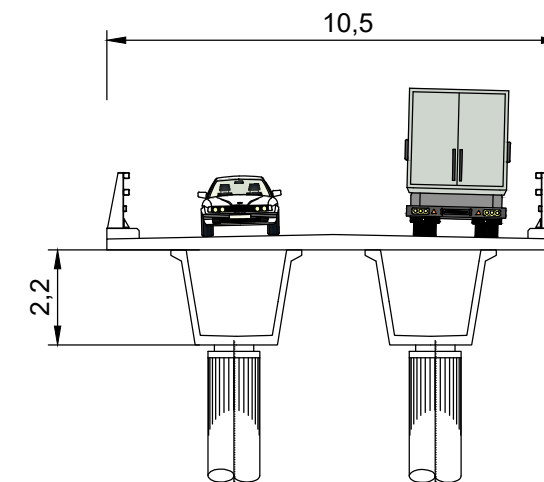
Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero.

#### Vigas Doble T

Escala 1:175  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:175  
1:750

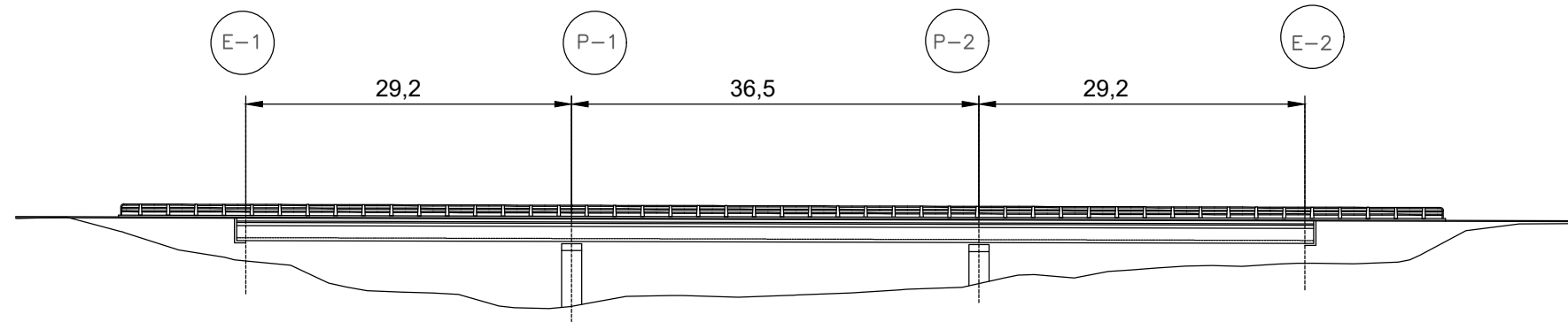
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO INICIAL DE SOLUCIONES.  
SOLUCIÓN DE 3 VANOS

Nº DE PLANO  
4.1.1.2

HOJA 1 DE 2

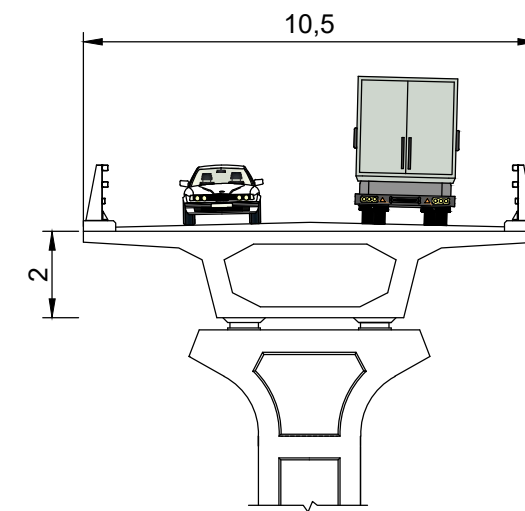
### Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con Cajón canto cte

Escala 1:750  
Cotas en metros



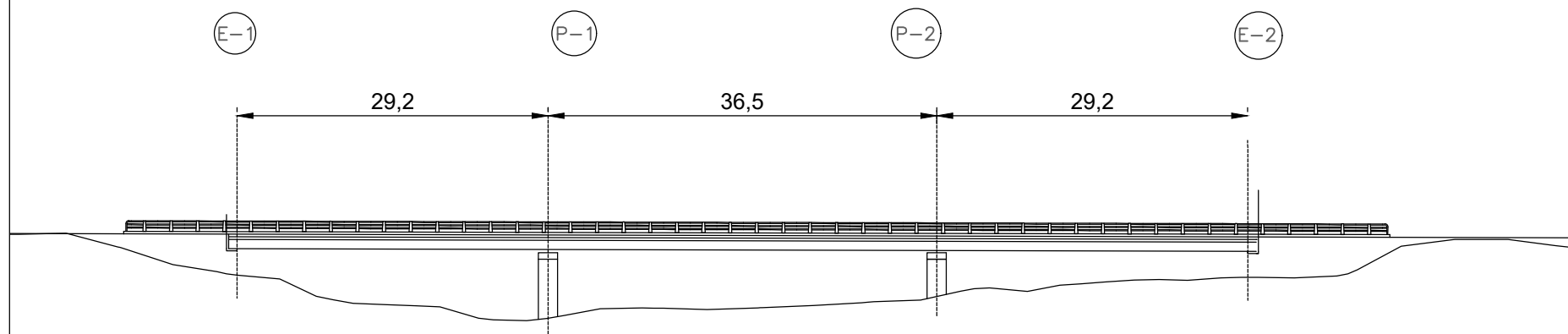
### Sección transversal del tablero. Cajón

Escala 1:175  
Cotas en metros



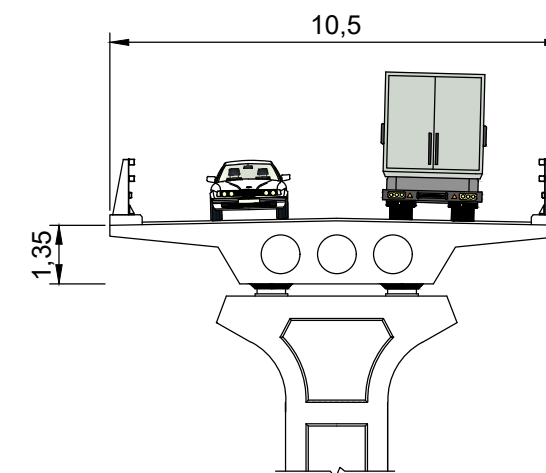
### Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con Losa canto cte

Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero. Losa

Escala 1:175  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:175  
1:750

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO INICIAL DE SOLUCIONES.  
SOLUCIÓN DE 3 VANOS

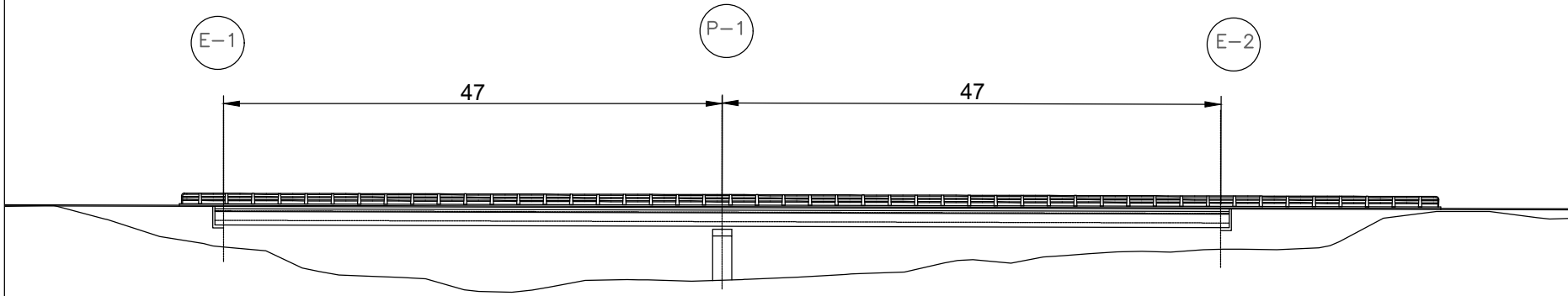
Nº DE PLANO  
4.1.1.2

HOJA 2 DE 2



### Perfil longitudinal. Solución de 2 vanos con Losa

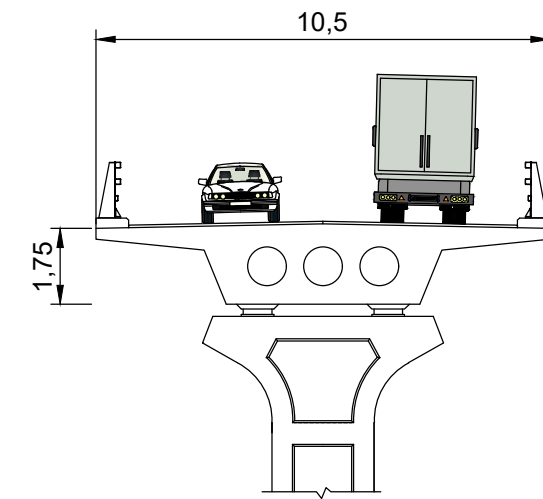
Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero.

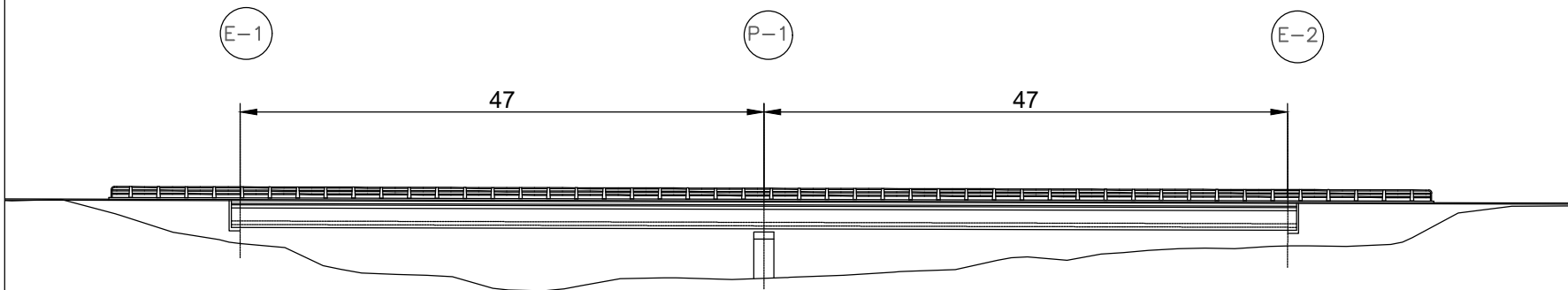
#### Losa

Escala 1:175  
Cotas en metros



### Perfil longitudinal. Solución de 2 vanos con Cajón

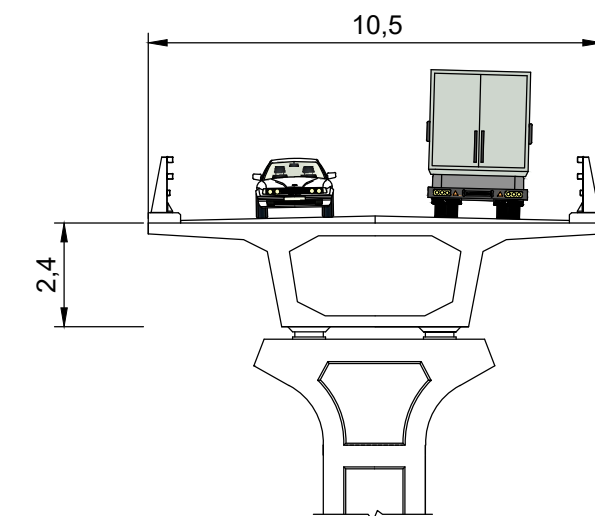
Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero.

#### Cajón

Escala 1:175  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:175  
1:750

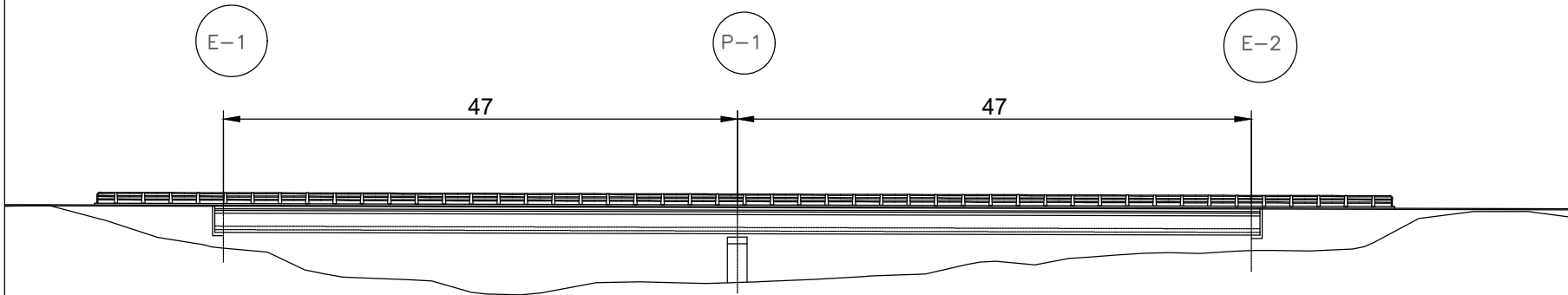
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO INICIAL DE SOLUCIONES.  
SOLUCIÓN DE 2 VANOS

Nº DE PLANO  
4.1.1.3

HOJA 1 DE 2

### Perfil longitudinal. Solución de 2 vanos con Cajón

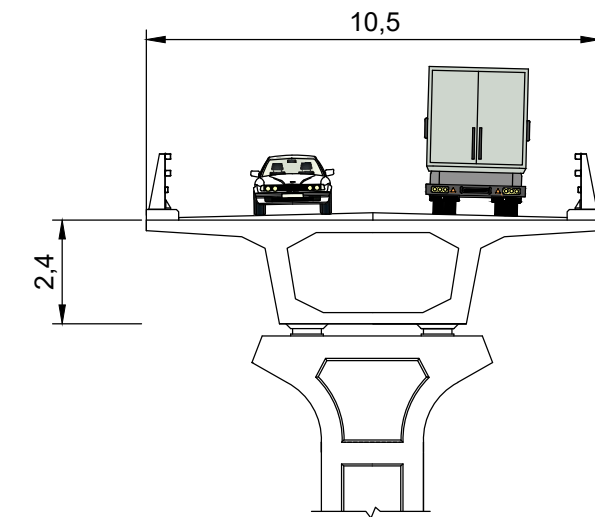
Escala 1:750  
Cotas en metros



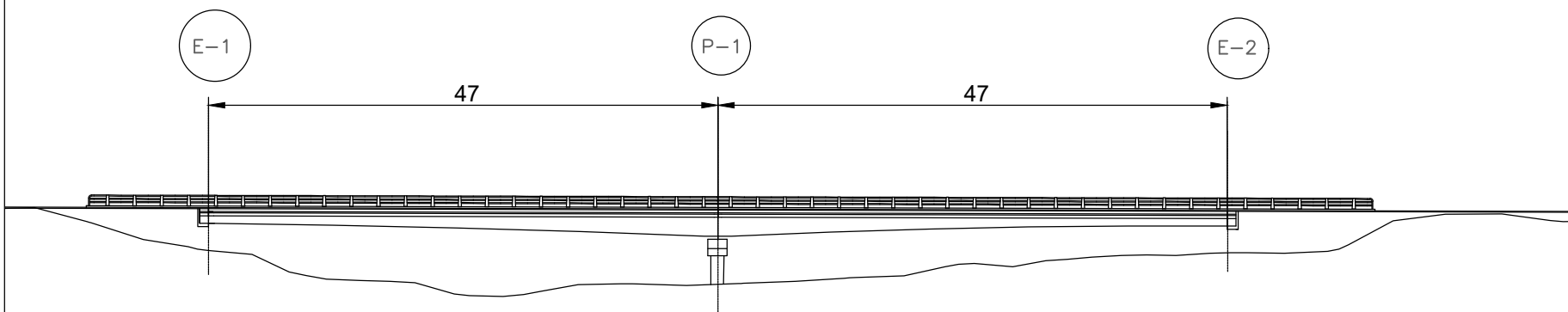
### Sección transversal del tablero.

#### Cajón

Escala 1:175  
Cotas en metros



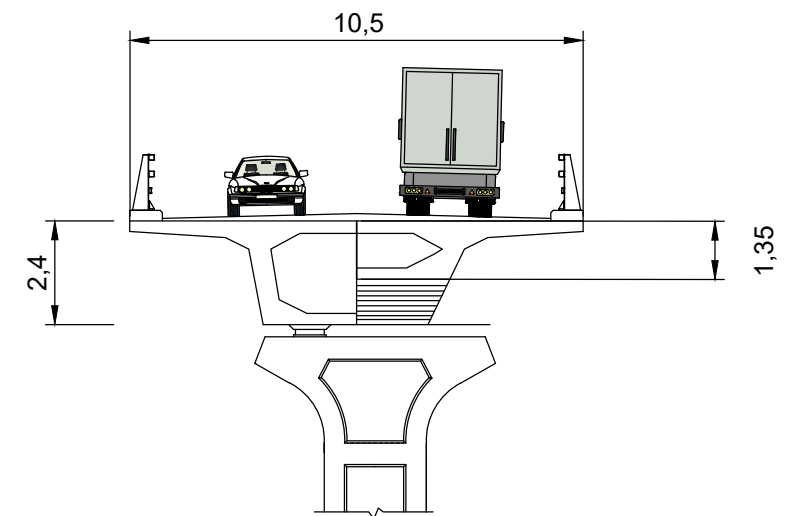
### Perfil longitudinal. Solución de 2 vanos con Cajón no cte



### Sección transversal del tablero.

#### Cajón no cte

Escala 1:175  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:175  
1:750

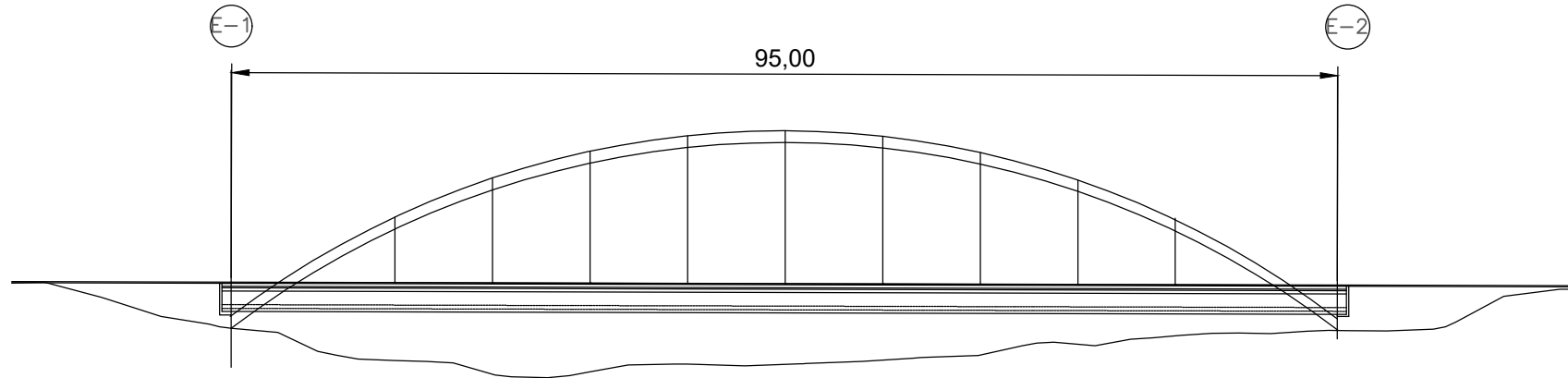
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO INICIAL DE SOLUCIONES.  
SOLUCIÓN DE 2 VANOS

Nº DE PLANO  
4.1.1.3

HOJA 2 DE 2

### Perfil longitudinal. Solución de 1 vano con arco

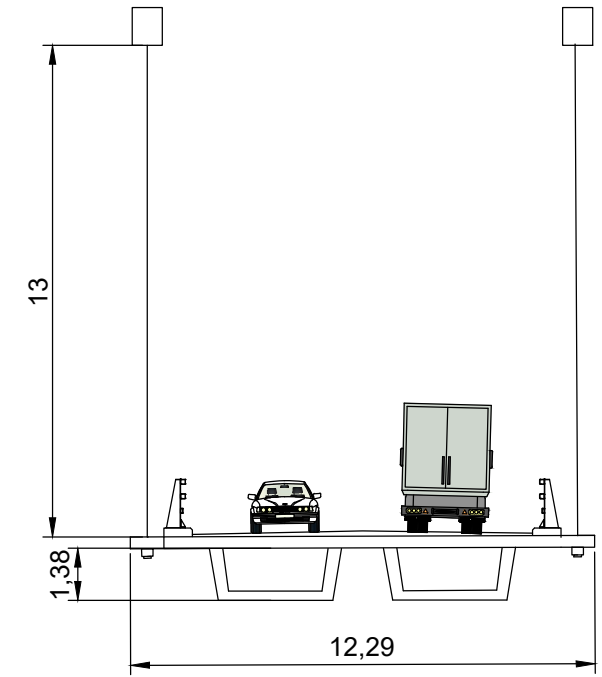
Escala 1:750  
Cotas en metros



### Sección transversal del tablero.

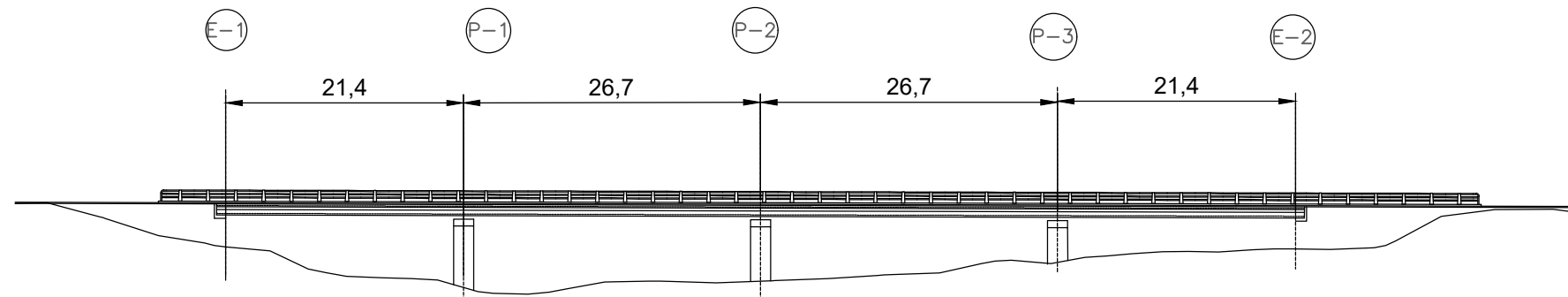
#### Losa

Escala 1:200  
Cotas en metros



### Perfil longitudinal. Solución de 4 vanos con Losa canto cte

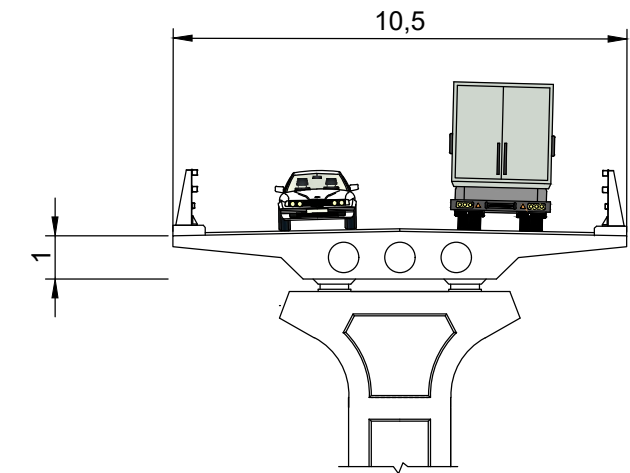
Cotas en metros  
Escala 1:750



### Sección transversal del tablero.

#### Losa

Escala 1:175  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:175  
1:200  
1:750

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO INICIAL DE SOLUCIONES.  
LOSA Y ARCO

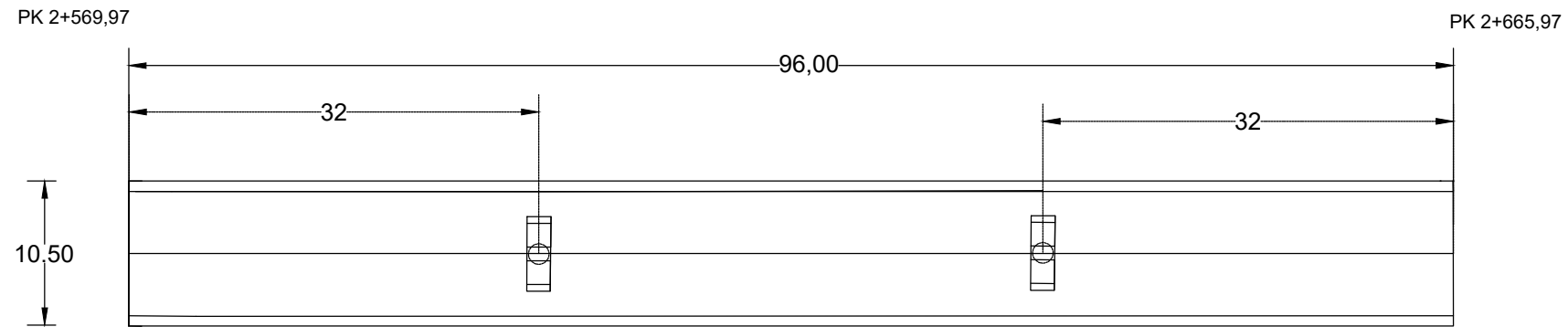
Nº DE PLANO  
4.1.1.4

HOJA 1 DE 1

## Planta del tablero. Vigas doble T 3 vanos

Escala 1:500

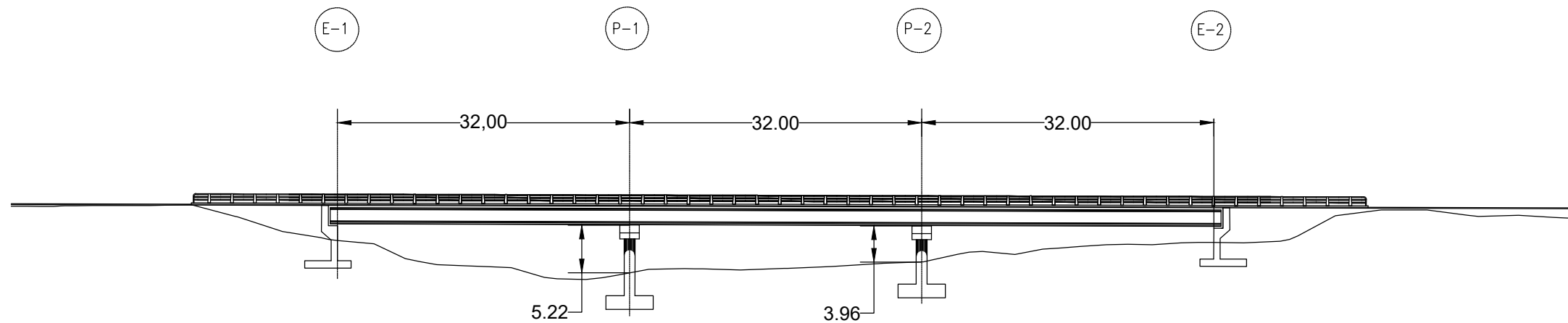
Cotas en metros



## Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con vigas Doble T

Escala 1:600

Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:500  
1:600

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES  
ÓPTIMAS. PUENTE VIGAS DOBLE T

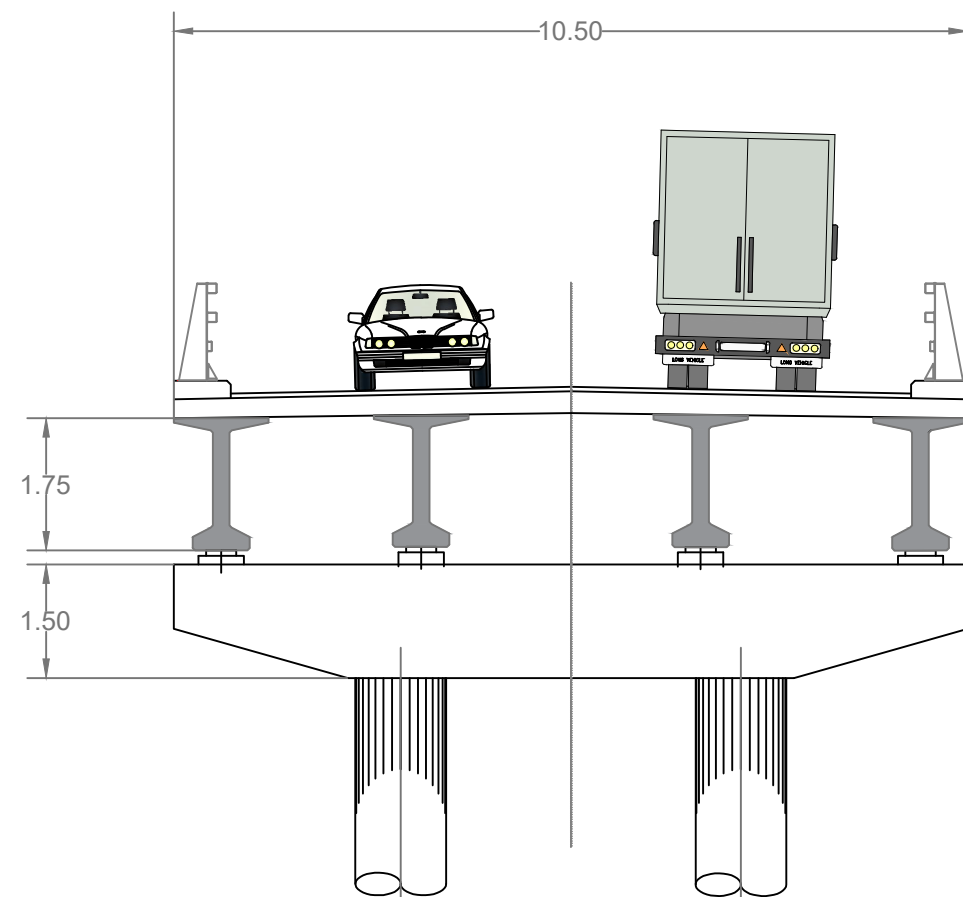
Nº DE PLANO  
4.1.2.1

HOJA 1 DE 2

## Sección transversal del tablero

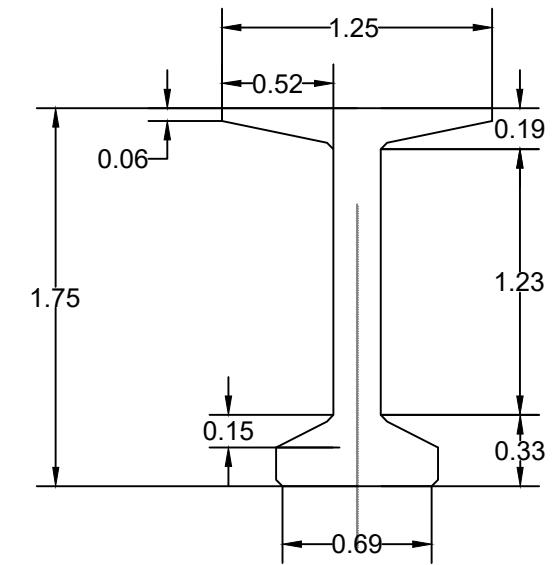
### Vigas Doble T

Escala 1:100  
Cotas en metros



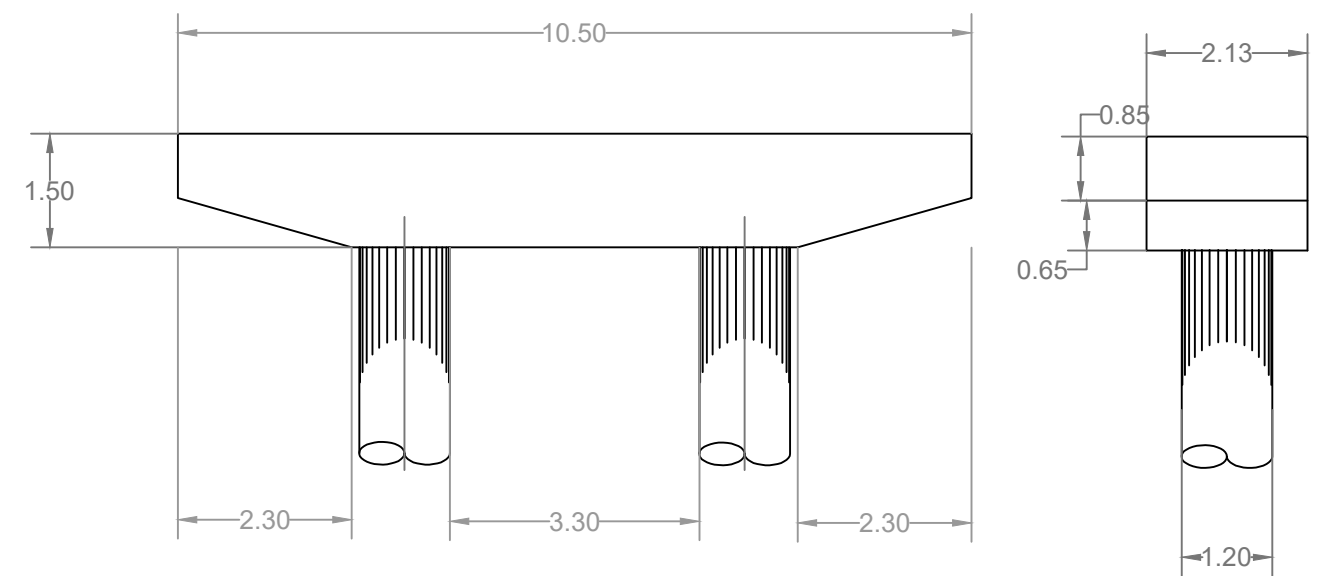
## Sección transversal viga Doble T

Escala 1:35  
Cotas en metros



## Sección transversal Dintel y Pilas

Escala 1:100  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:35  
1:100

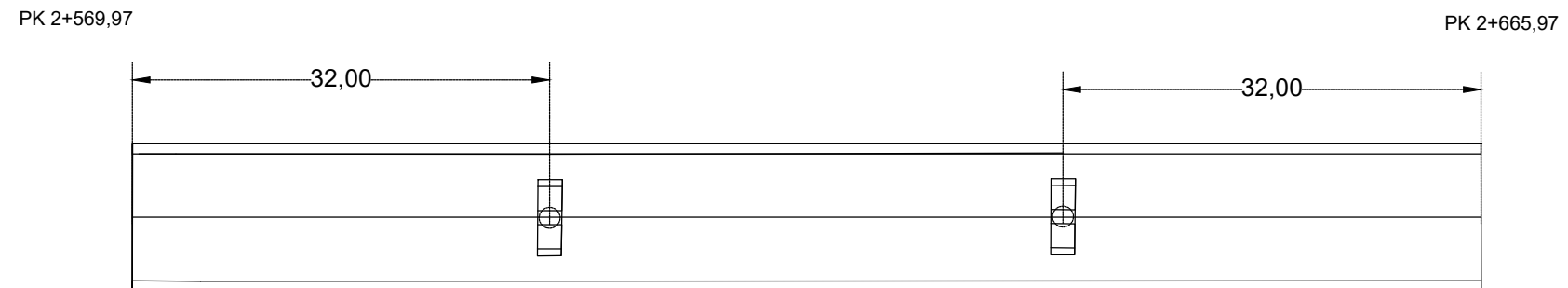
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES  
ÓPTIMAS. PUENTE VIGAS DOBLE T

Nº DE PLANO  
4.1.2.1  
HOJA 2 DE 2

## Planta del tablero. Viga Artesa 3 vanos

Escala 1:500

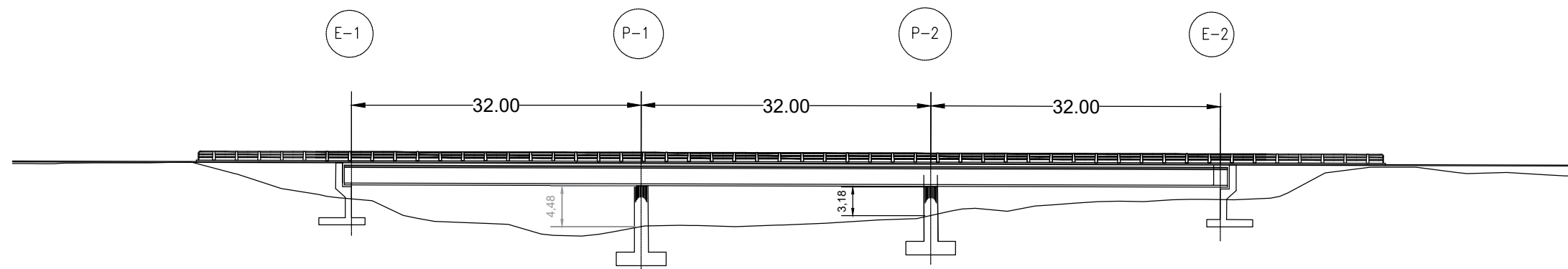
Cotas en metros



## Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con vigas Artesa

Escala 1:600

Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:500  
1:600

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES  
ÓPTIMAS. PUENTE VIGAS ARTESA

Nº DE PLANO  
4.1.2.2

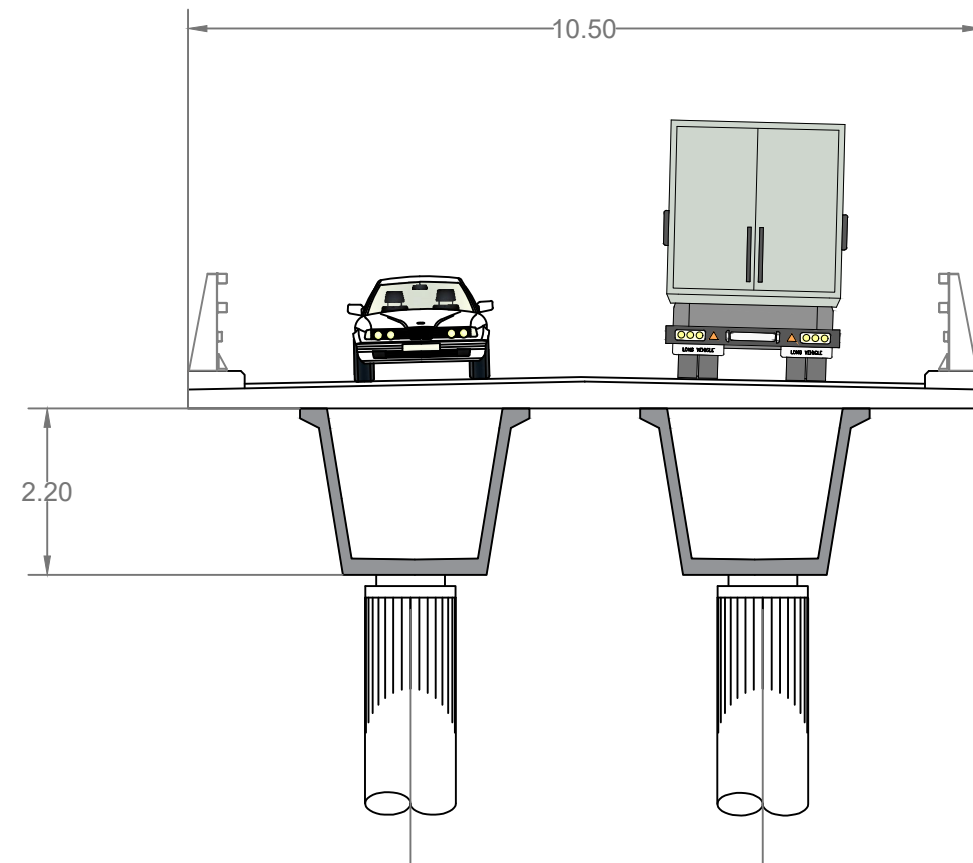
HOJA 1 DE 2

## Sección transversal del tablero

### Vigas Artesa

Escala 1:100

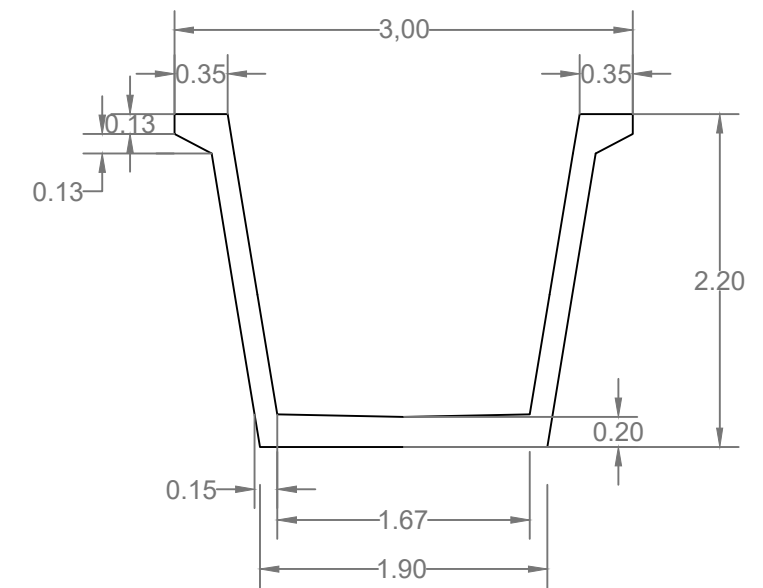
Cotas en metros



## Sección transversal viga Artesa

Escala 1:50

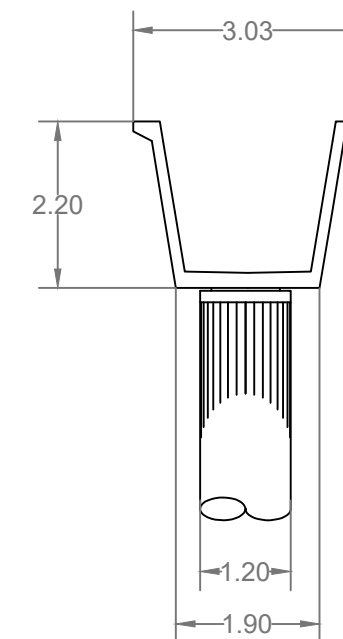
Cotas en metros



## Sección transversal viga Artesa y Pila

Escala 1:100

Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:50  
1:100

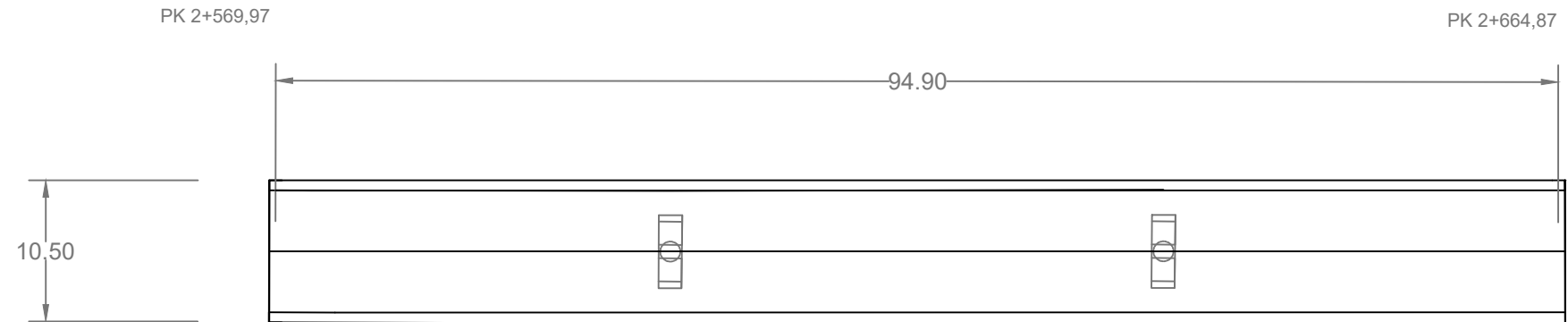
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES  
ÓPTIMAS. PUENTE VIGAS ARTESA

Nº DE PLANO  
4.1.2.2  
HOJA 2 DE 2

## Planta del tablero. Losa 3 vanos

Escala 1:500

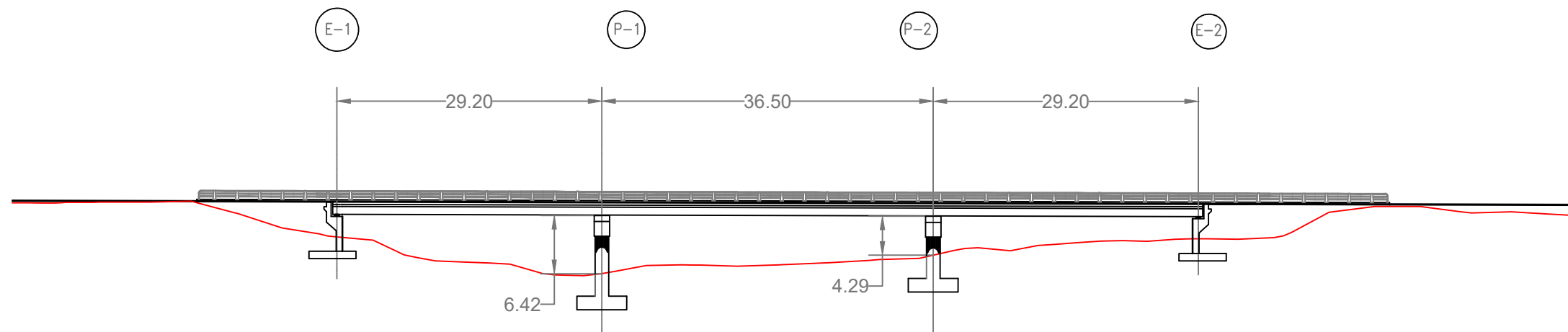
Cotas en metros



## Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con Losa

Escala 1:600

Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:500  
1:600

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES  
ÓPTIMAS. PUENTE LOSA DE CANTO CONSTANTE

Nº DE PLANO  
4.1.2.3

HOJA 1 DE 2

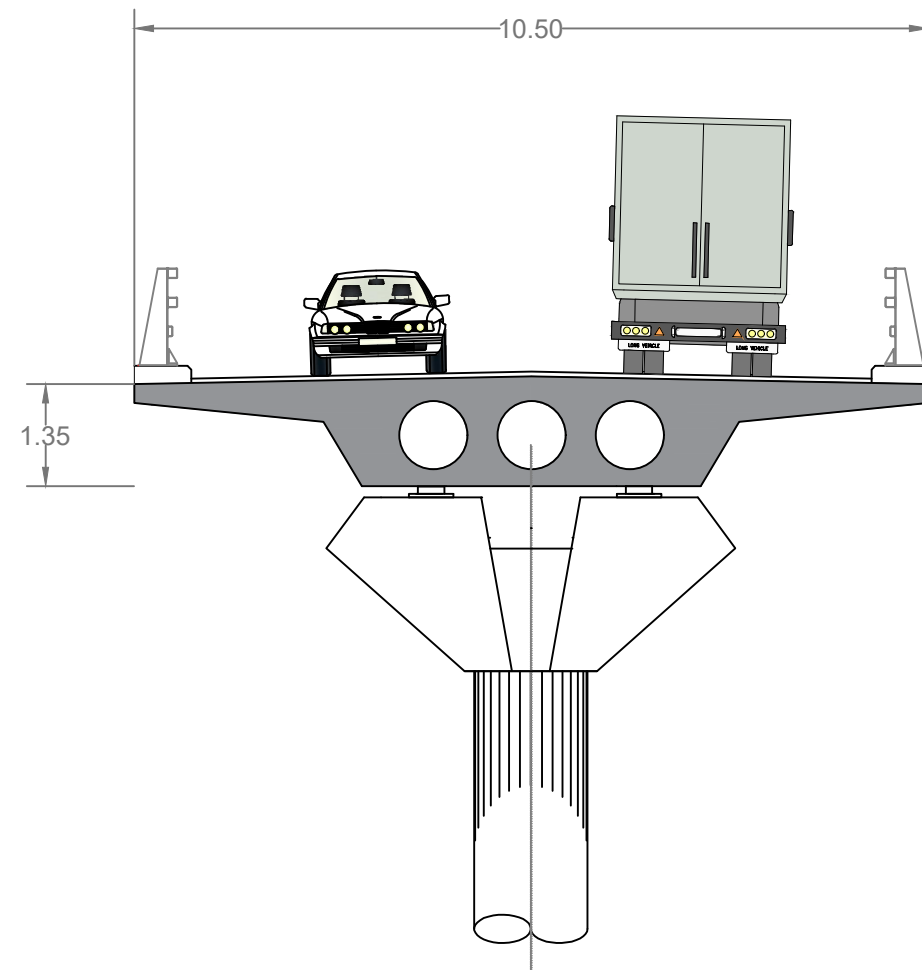


## Sección transversal del tablero

### Losas canto cte

Escala 1:100

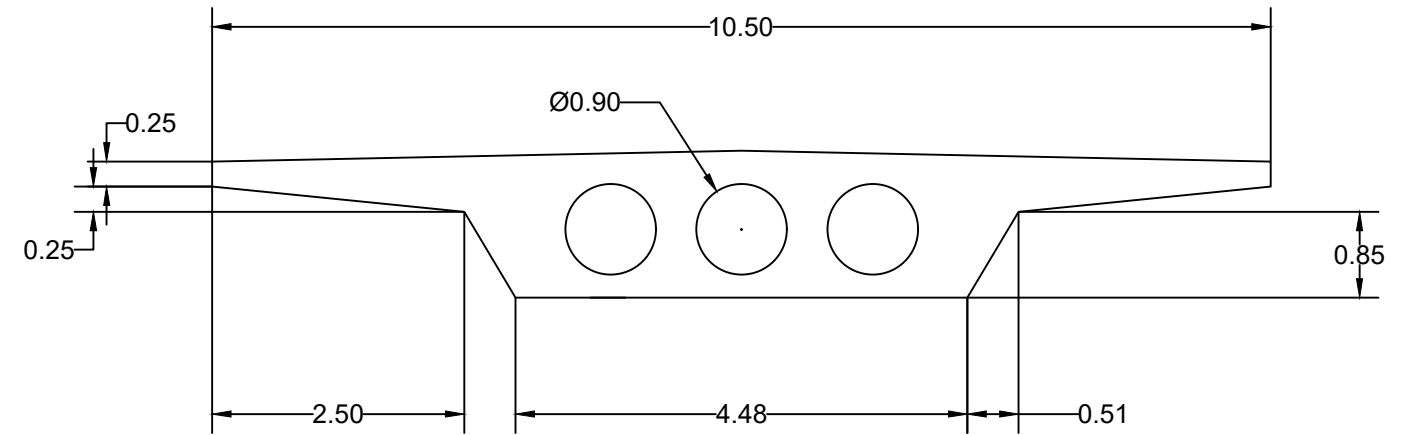
Cotas en metros



## Sección transversal Losa

Escala 1:75

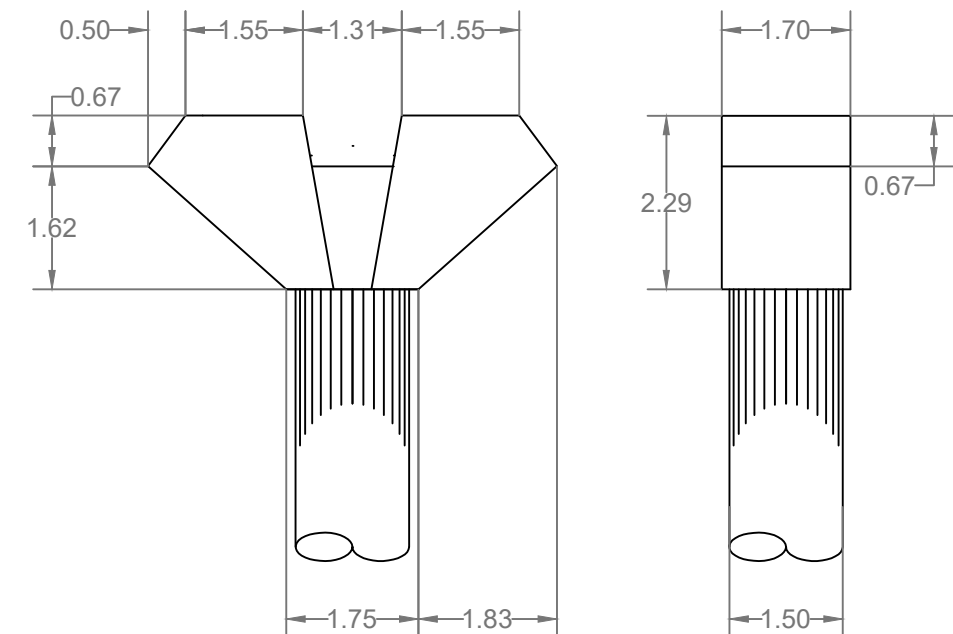
Cotas en metros



## Sección transversal Pila

Escala 1:100

Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:75  
1:100

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES ÓPTIMAS.  
PUENTE LOSA DE CANTO CONSTANTE

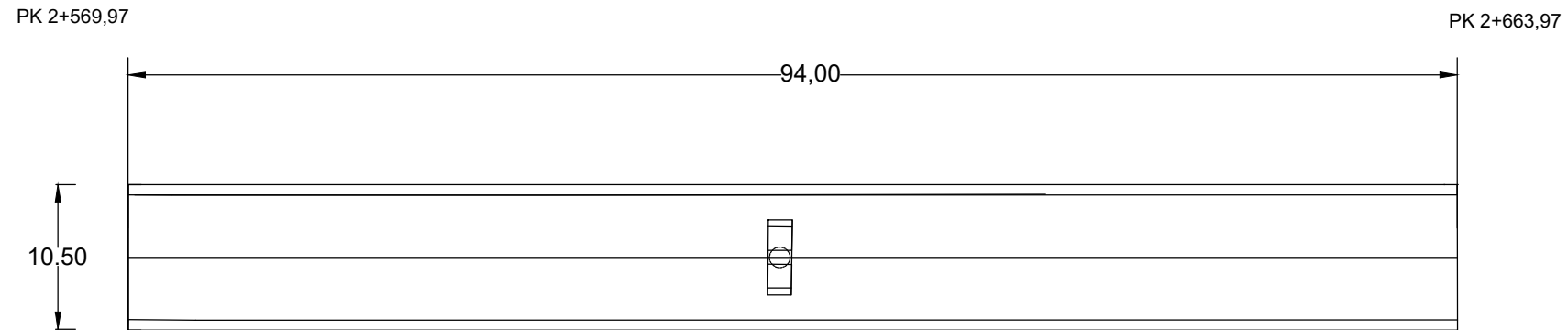
Nº DE PLANO  
4.1.2.3

HOJA 2 DE 2

## Planta del tablero. Cajón 2 vanos

Escala 1:500

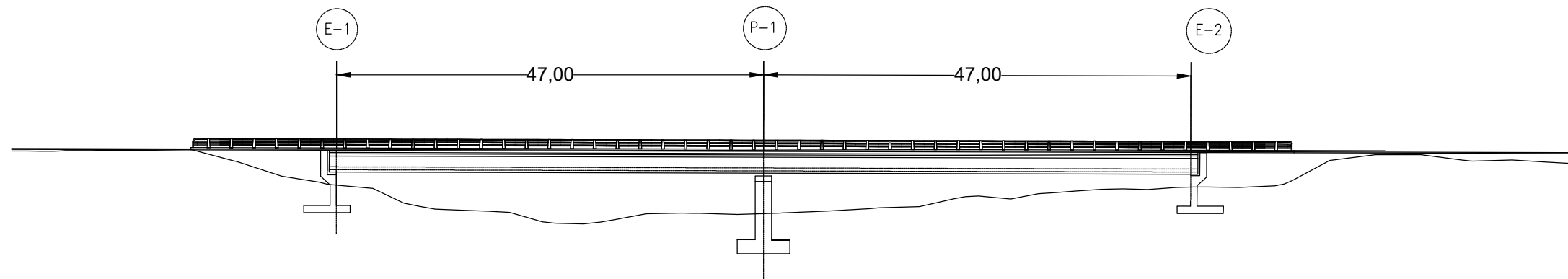
Cotas en metros



## Perfil longitudinal. Solución de 2 vanos con Cajón

Escala 1:600

Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO

ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:

1:500  
1:600

TÍTULO DEL PLANO

ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES  
ÓPTIMAS. PUENTE CAJÓN DE CANTO CONSTANTE

Nº DE PLANO

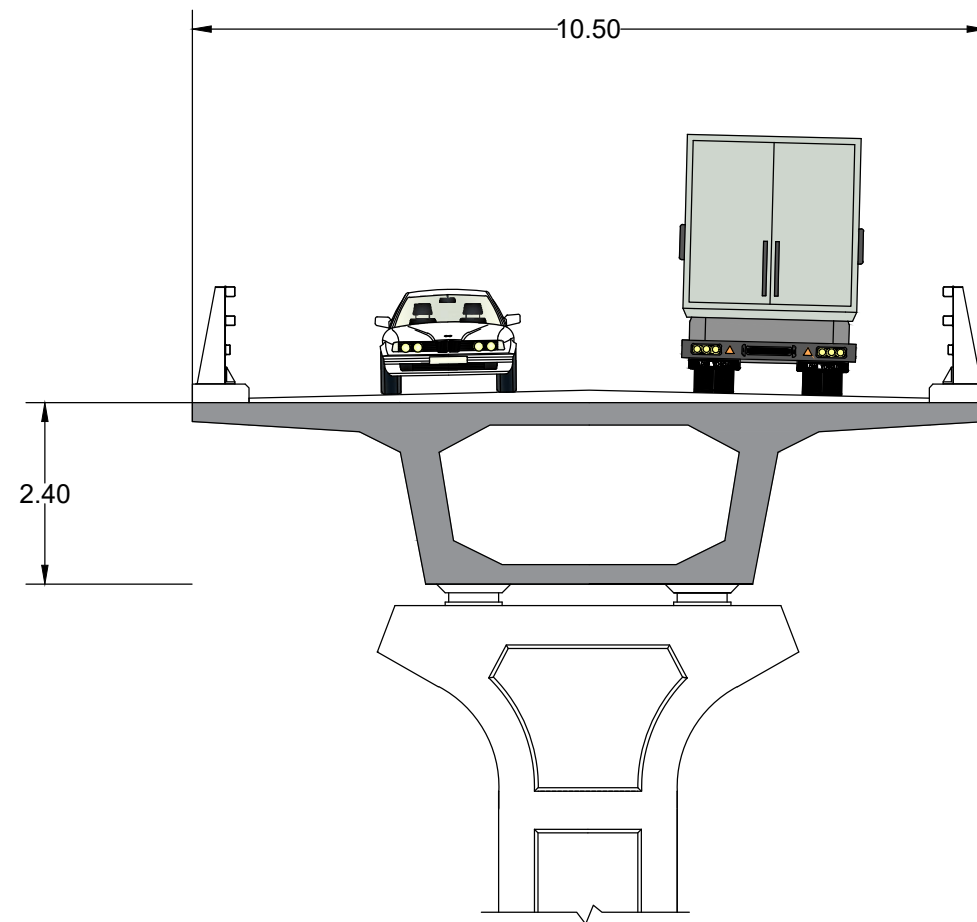
4.1.2.4

HOJA 1 DE 2

## Sección transversal del tablero

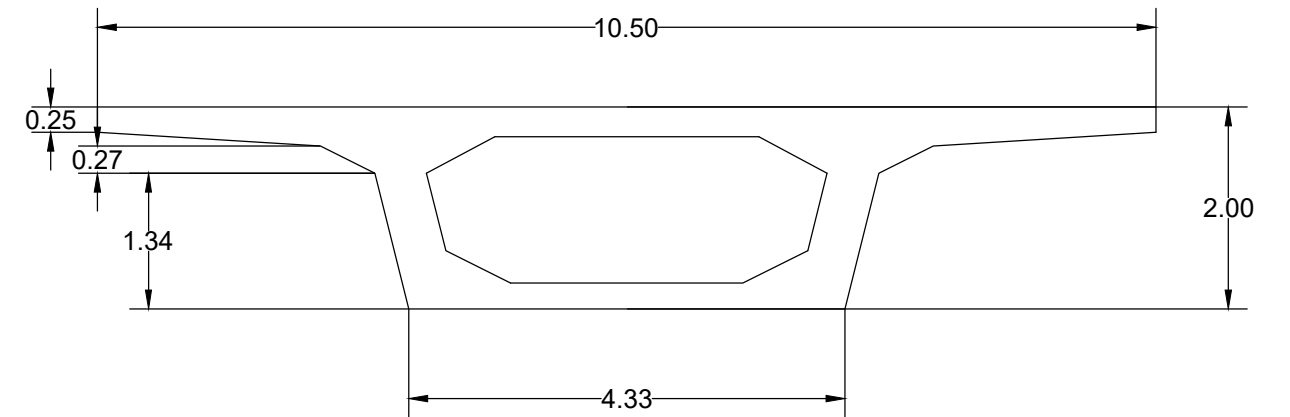
### Cajón canto cte

Escala 1:100  
Cotas en metros



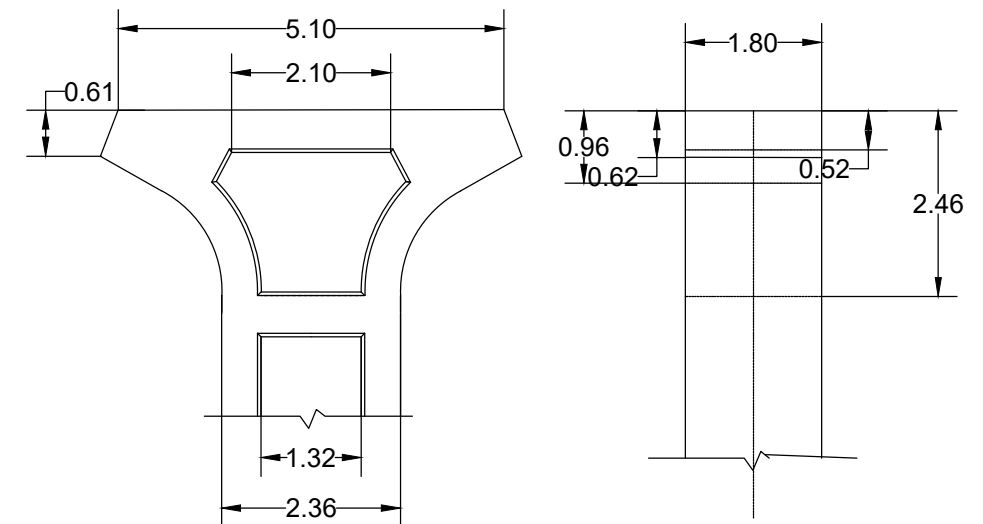
## Sección transversal Cajón

Escala 1:75  
Cotas en metros



## Sección transversal Pila

Escala 1:100  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

FECHA  
JUNIO 2016

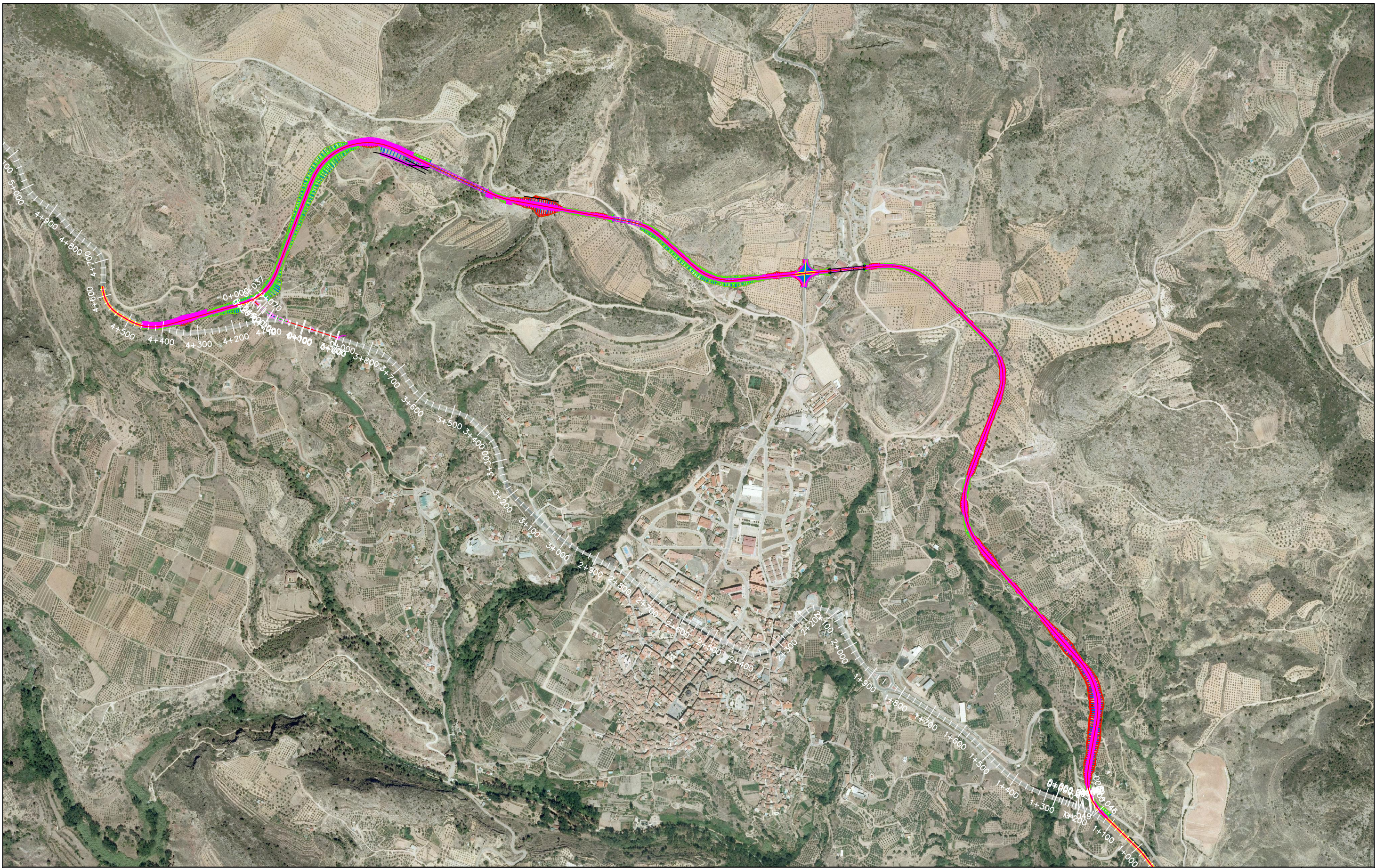
TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA CENTRO

ESCALA:  
1:75  
1:100

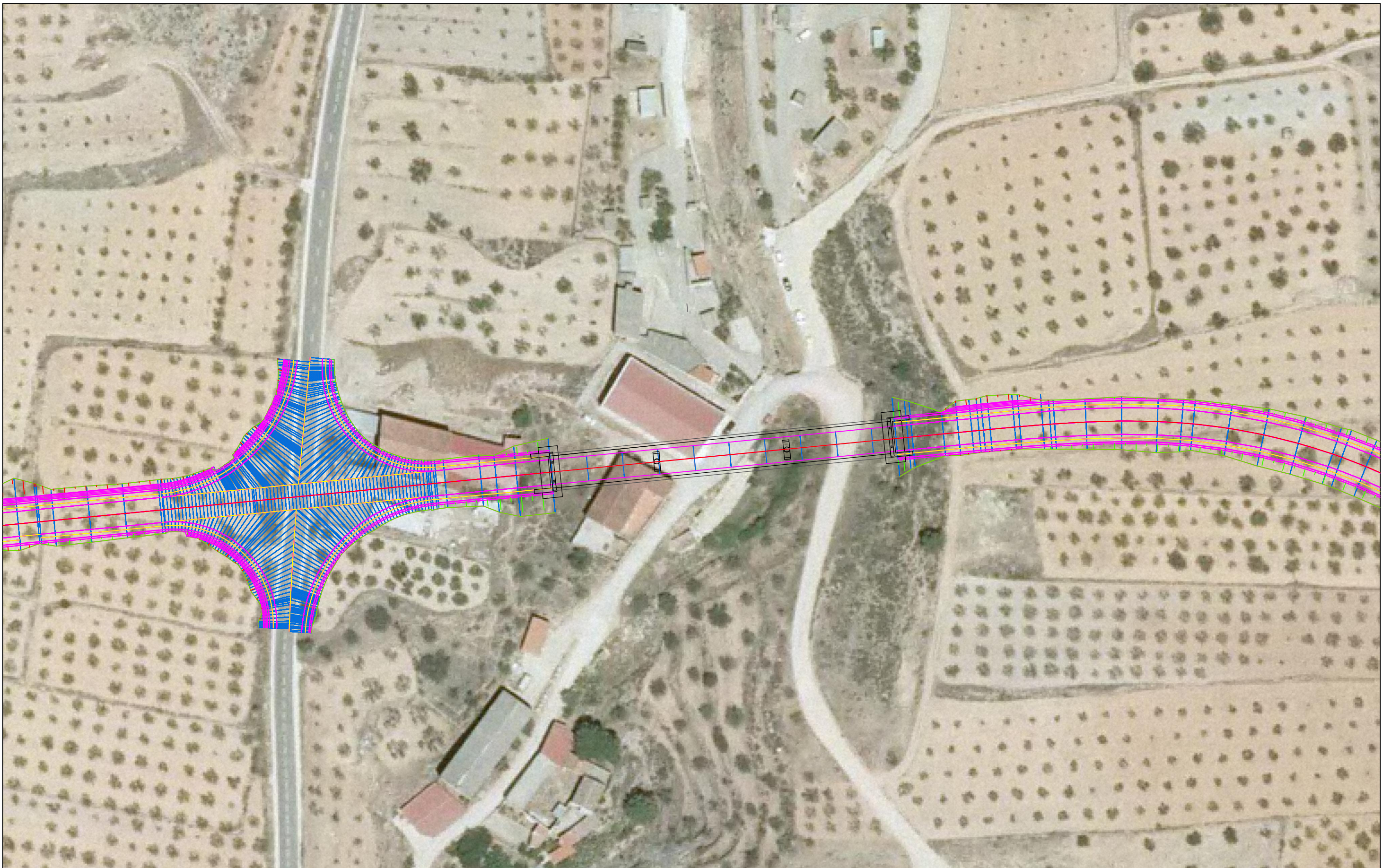
TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIONES  
ÓPTIMAS. PUENTE CAJÓN DE CANTO CONSTANTE

Nº DE PLANO  
4.1.2.4

HOJA 2 DE 2



	<p>UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA          ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS          DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS</p>		<p>AUTOR DEL PROYECTO          ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO</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 VALÈNCIA). ALTERNATIVA CENTRO</p>	<p>ESCALA:          1:10000</p>	<p>TÍTULO DEL PLANO          ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIÓN          FINAL. EMPLAZAMIENTO</p>	<p>Nº DE PLANO          4.1.3.1          HOJA 1 DE 2</p>
--	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--	----------------------------------------------------------------	--------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------



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



AUTOR DEL PROYECTO  
 ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

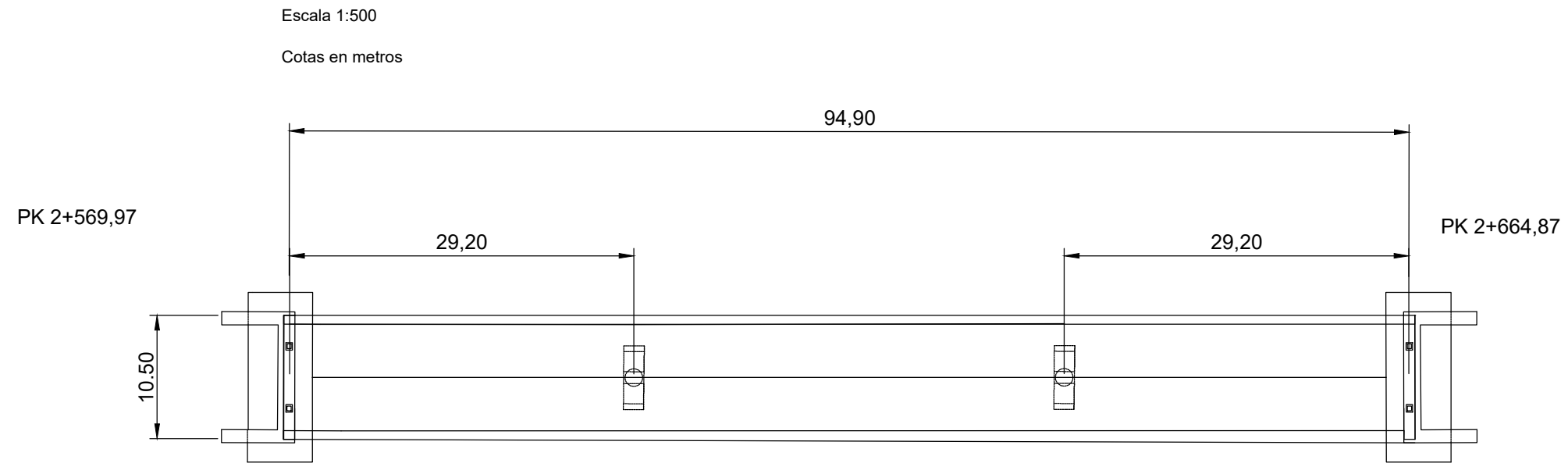
ESCALA:  
 1:1000

TÍTULO DEL PLANO  
 ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIÓN  
 FINAL. EMPLAZAMIENTO

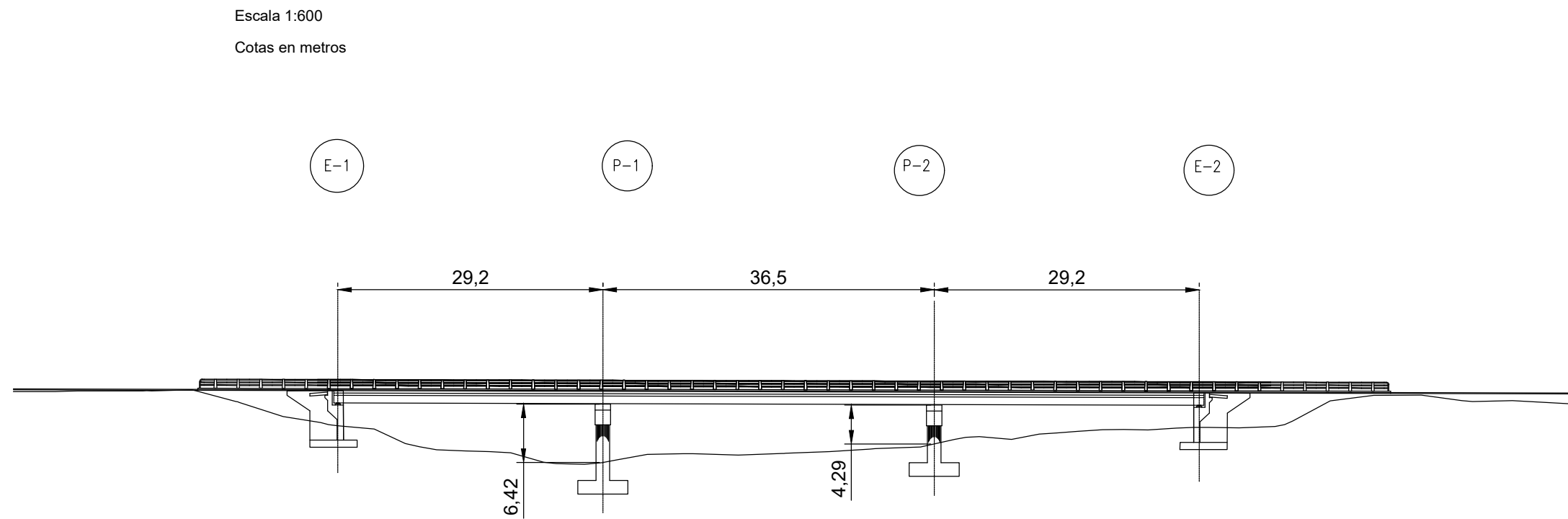
Nº DE PLANO  
 4.1.3.1

HOJA 2 DE 2

### Planta del tablero. Losa 3 vanos



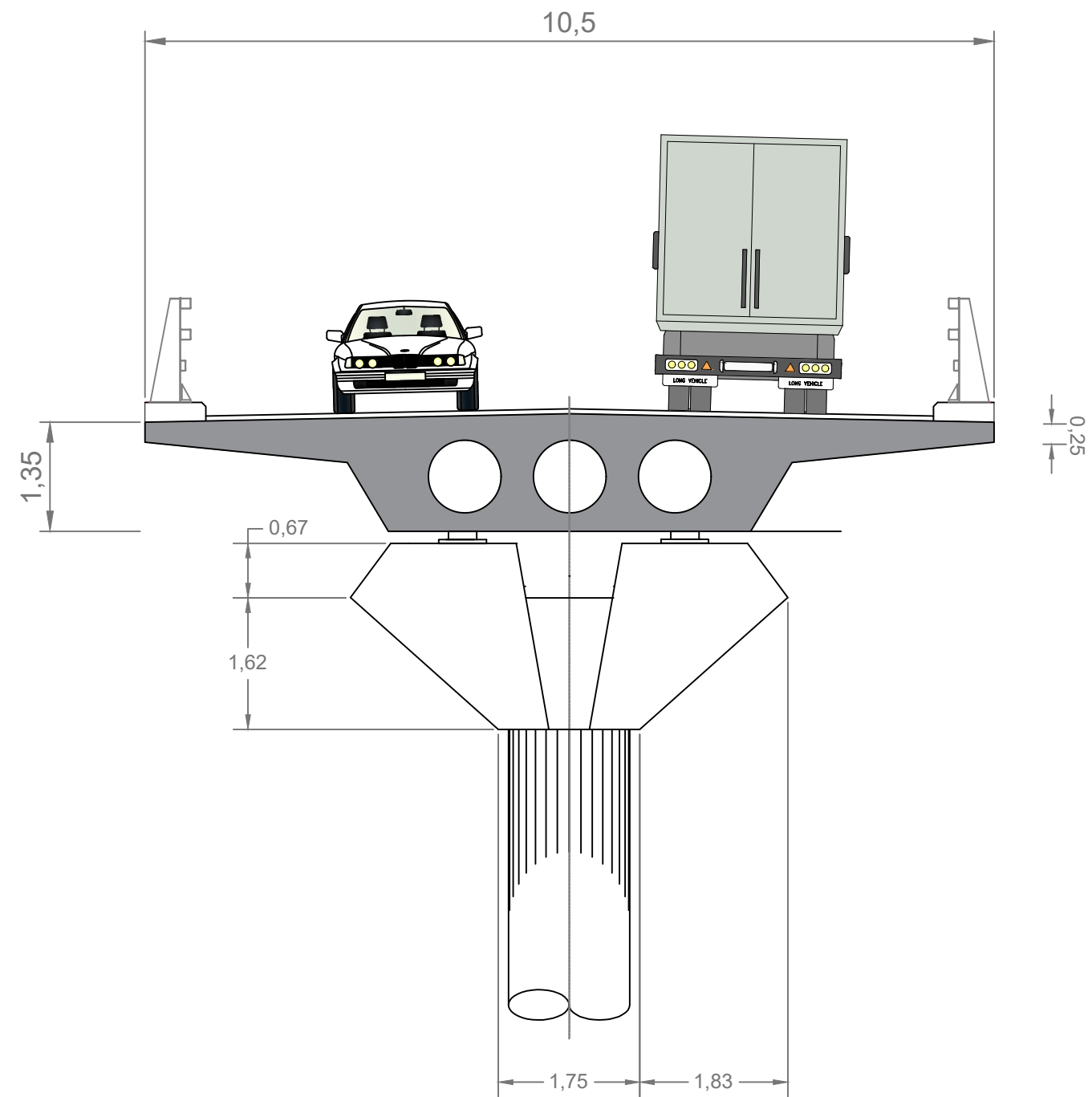
### Perfil longitudinal. Solución de 3 vanos con Losa



# Sección transversal del tablero

## Losa canto cte

Escala 1:100  
Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

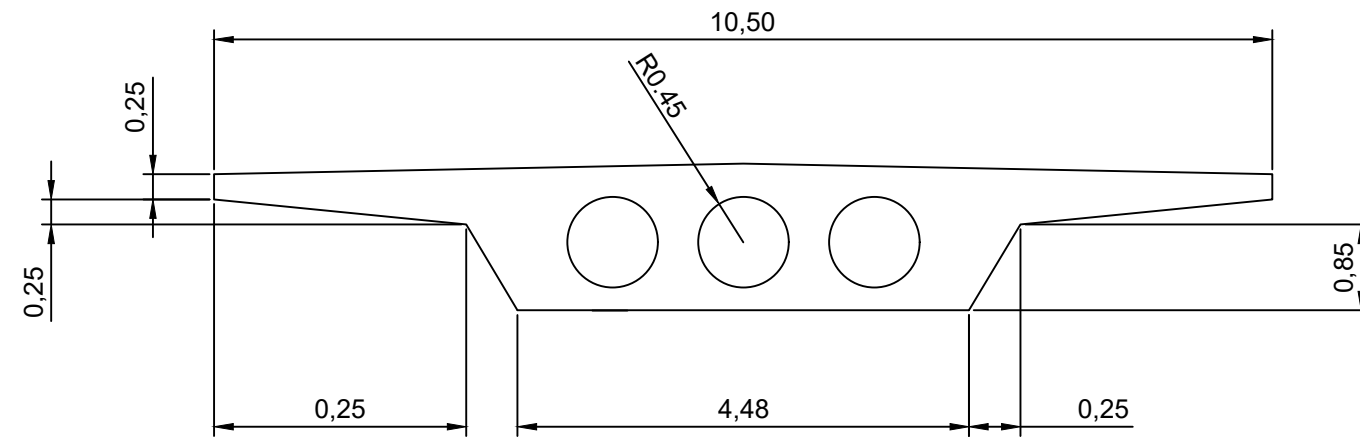
ESCALA:  
1:100

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIÓN FINAL.  
SECCIÓN TRANSVERSAL

Nº DE PLANO  
4.1.3.3  
HOJA 1 DE 1

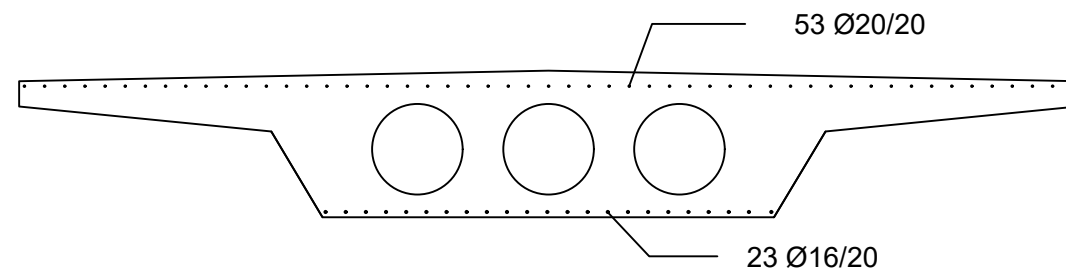
## Sección transversal Losa

Escala 1:75  
Cotas en metros



## Sección transversal armado longitudinal

Escala 1:75  
Cotas en metros



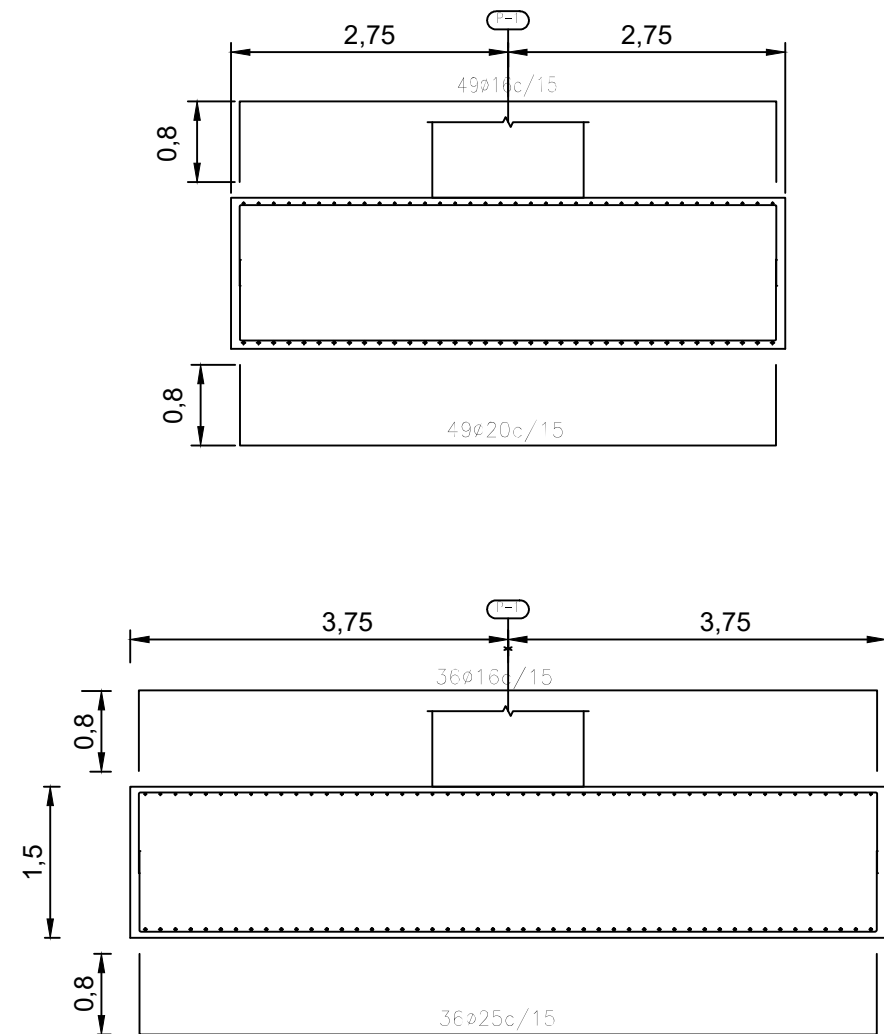


# Geometría y armado de zapata

Escala 1:75

Cotas en metros

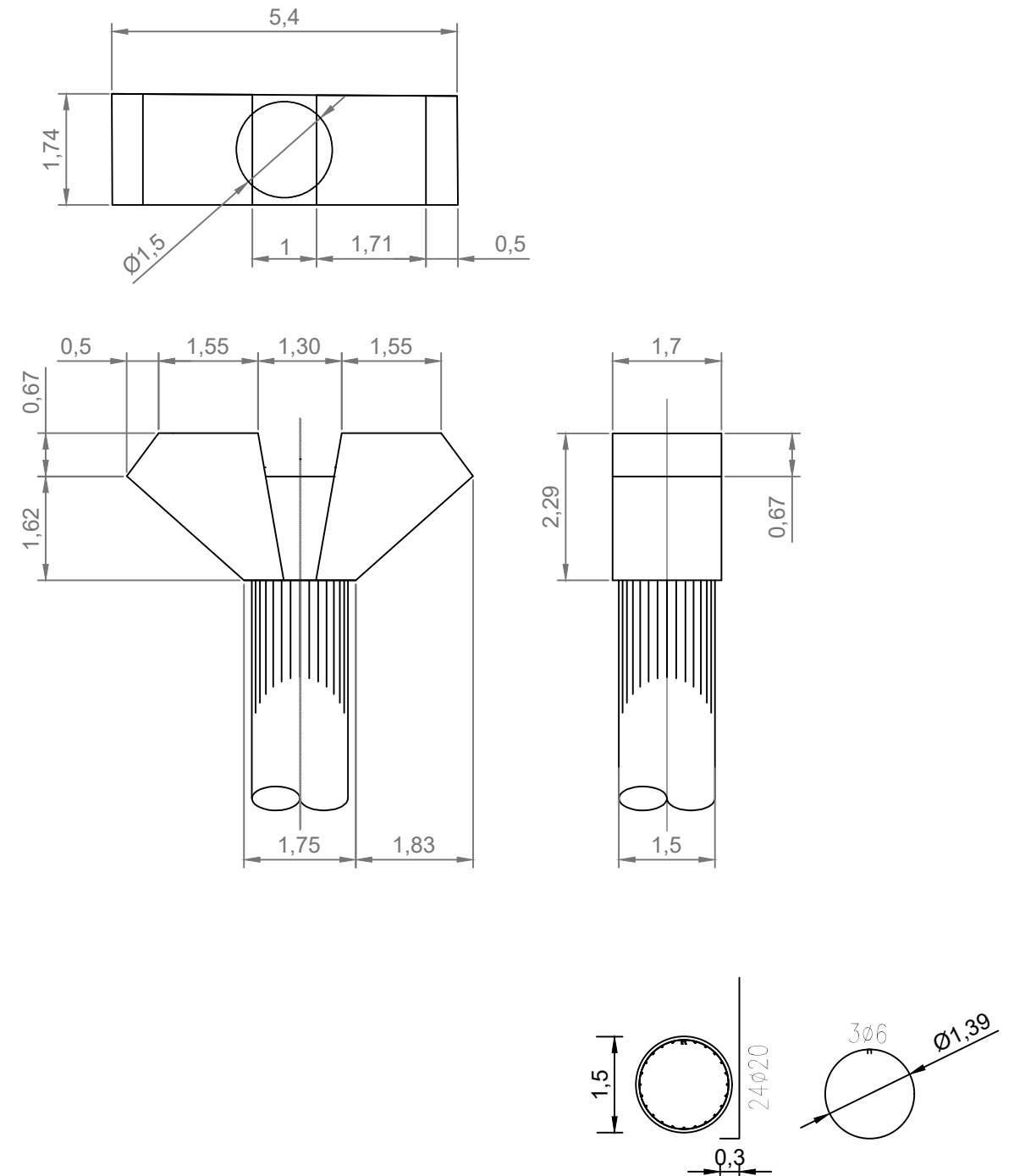
CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN						
Referencias	Dimensiones (cm)	Caro (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
P-1	750x550	150	36 $\phi$ 25c/15	49 $\phi$ 20c/15	36 $\phi$ 16c/15	49 $\phi$ 16c/15



# Geometría y armado de la pila

Escala 1:100

Cotas en metros



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

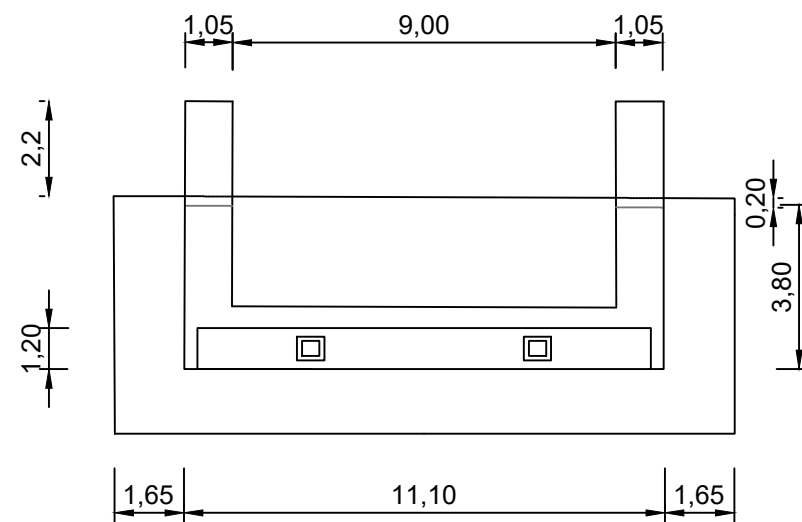
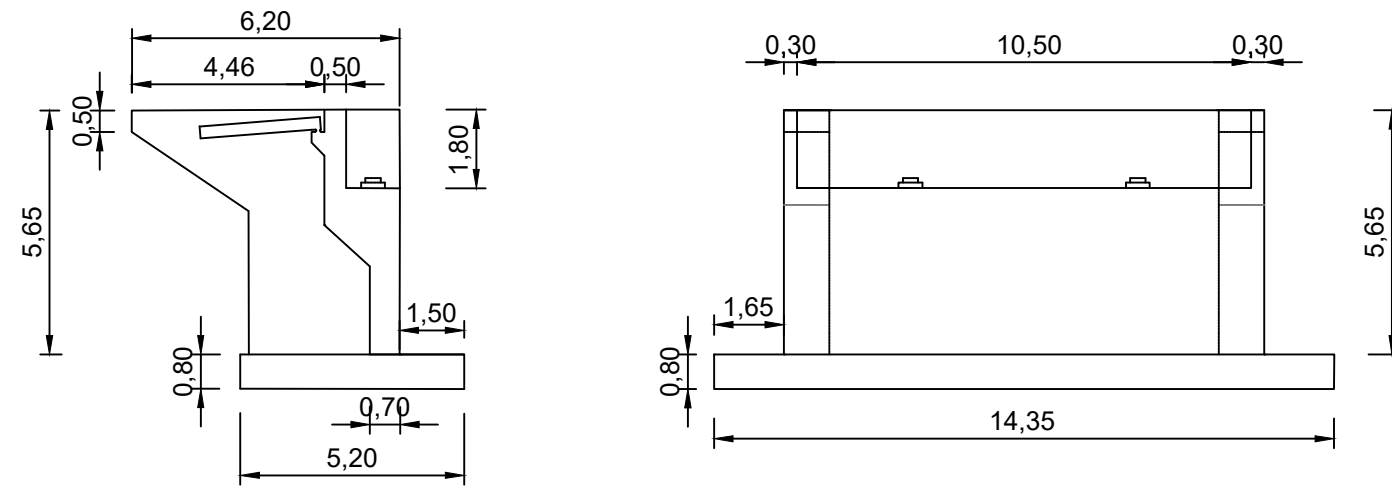
ESCALA:  
1:75  
1:100

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIÓN FINAL.  
GEOMETRÍA Y ARMADO

Nº DE PLANO  
4.1.3.4  
HOJA 2 DE 5

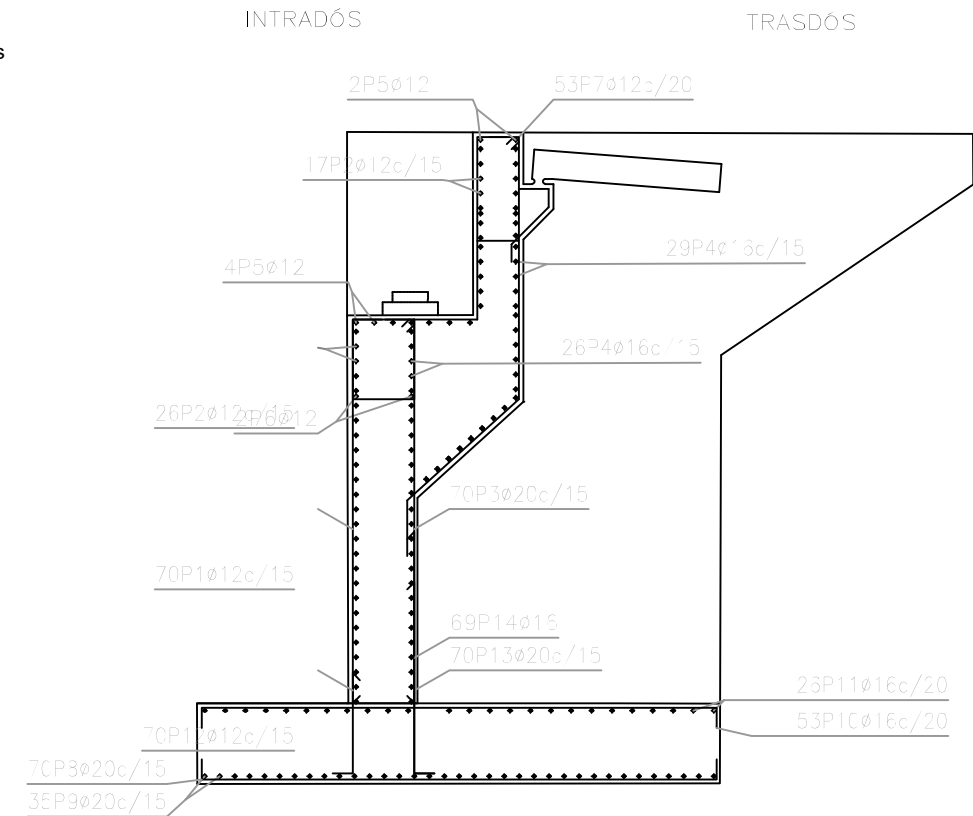
# Geometría estribo

Escala 1:175  
Cotas en metros



# Armado de estribo

Escala 1:75  
Cotas en metros



Muro								
POSICIÓN	Ø mm	NUM. PIEZAS	LONGITUD m	FORMA L=cm	LONGITUD TOTAL m	PESO kg/m	PESO kp	
1	12	70	4.29	50 379	300.58	0.89	266.87	
2	12	26	10.36	1036	269.36	0.89	239.15	
3	20	70	4.64	62 379	324.80	2.47	801.01	
4	16	26	10.36	1036	269.36	1.58	425.14	
5	12	4	10.36	1036	41.44	0.89	36.79	
6	12	2	10.36	1036	20.72	0.89	18.40	
7	12	53	3.04	58 84 2	160.91	0.89	142.86	
8	20	70	6.84	88 504 88	478.80	2.47	1180.80	
9	20	35	10.36	1036	362.60	2.47	894.23	
10	16	53	5.54	23 504 23	293.83	1.58	463.76	
11	16	26	10.36	1036	269.36	1.58	425.14	
12	12	70	1.50	50 100	105.28	0.89	93.47	
13	20	70	2.40	50 190	168.00	2.47	414.31	
14	16	69	2.90	50 240	200.24	1.58	316.04	
					Ø12	898.29	0.89	797.54
					Ø16	1032.79	1.58	1630.08
					Ø20	1334.20	2.47	3290.35
B 500 S, Ys=1.15					Peso total	5717.97		
					Peso total con mermas (10.00%)	6289.77		



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

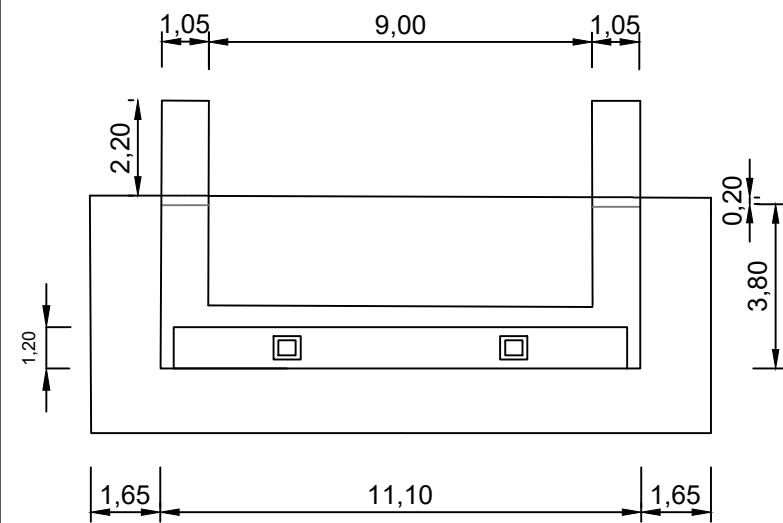
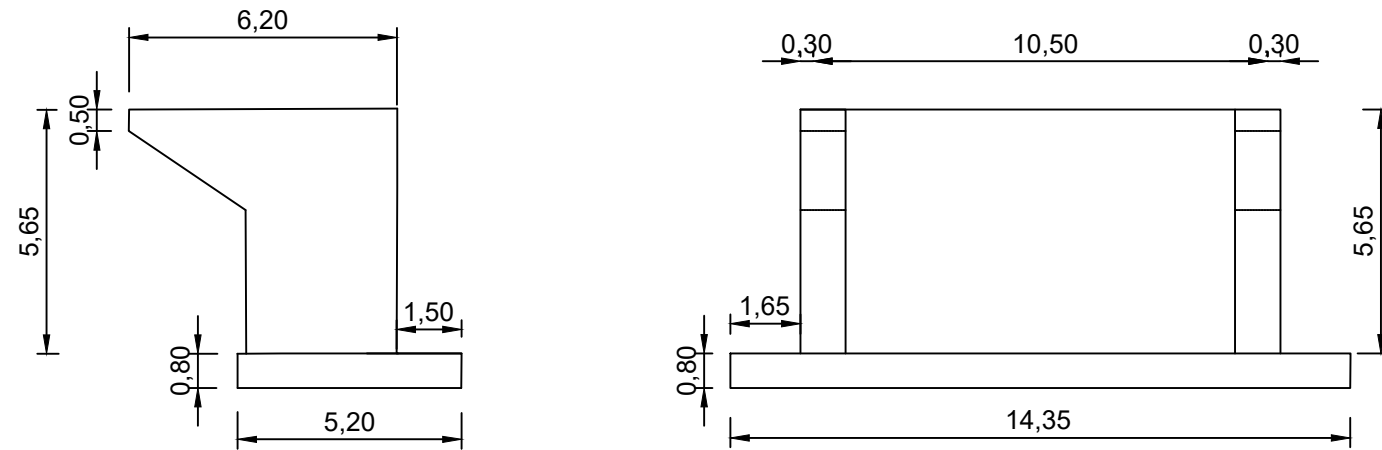
ESCALA:  
1:75  
1:175

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIÓN FINAL.  
GEOMETRÍA Y ARMADO

Nº DE PLANO  
4.1.3.4  
HOJA 3 DE 5

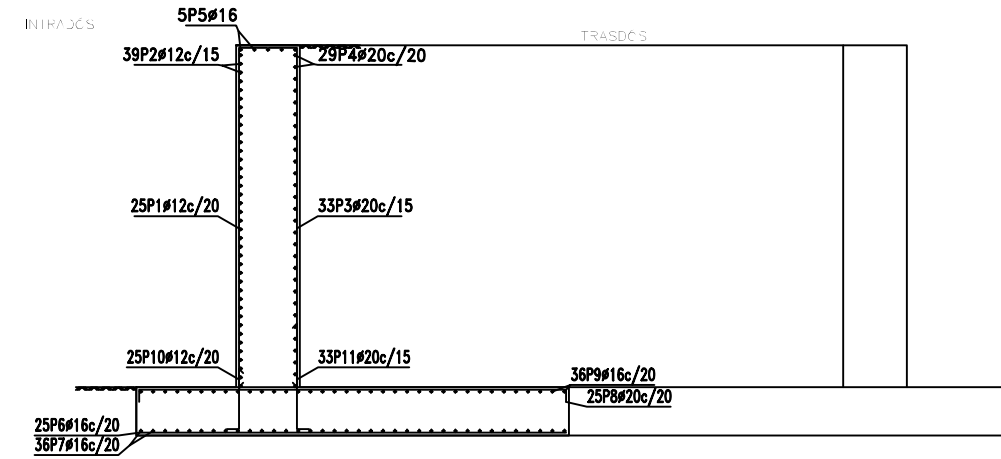
# Geometría muro en vuelta

Escala 1:175  
Cotas en metros



# Armado muro en vuelta

Escala 1:175  
Cotas en metros



Muro								
POSICIÓN	Ø mm	NUM. PIEZAS	LONGITUD m	FORMA L=cm	LONGITUD TOTAL m	PESO kg/m	PESO Np	
1	12	25	6.59	Ø12 559	164.85	0.89	146.36	
2	12	39	4.76	476	185.64	0.89	164.82	
3	20	33	6.59	Ø20 559	217.47	2.47	536.31	
4	20	29	4.76	476	138.04	2.47	340.43	
5	16	5	4.76	476	23.80	1.58	37.56	
6	16	25	7.01	701	175.25	1.58	276.60	
7	16	36	4.76	476	171.36	1.58	270.46	
8	20	25	7.49	Ø20 699	187.25	2.47	461.79	
9	16	36	4.76	476	171.36	1.58	270.46	
10	12	25	1.31	Ø12 101	32.80	0.89	29.12	
11	20	33	2.06	Ø20 176	67.91	2.47	167.49	
					Ø12	383.29	0.89	340.30
					Ø16	541.77	1.58	855.08
					Ø20	610.67	2.47	1506.02
B 500 S, Ys=1.15						Peso total	2701.40	
						Peso total con mermas (10.00%)	2971.54	



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

FECHA  
JUNIO 2016

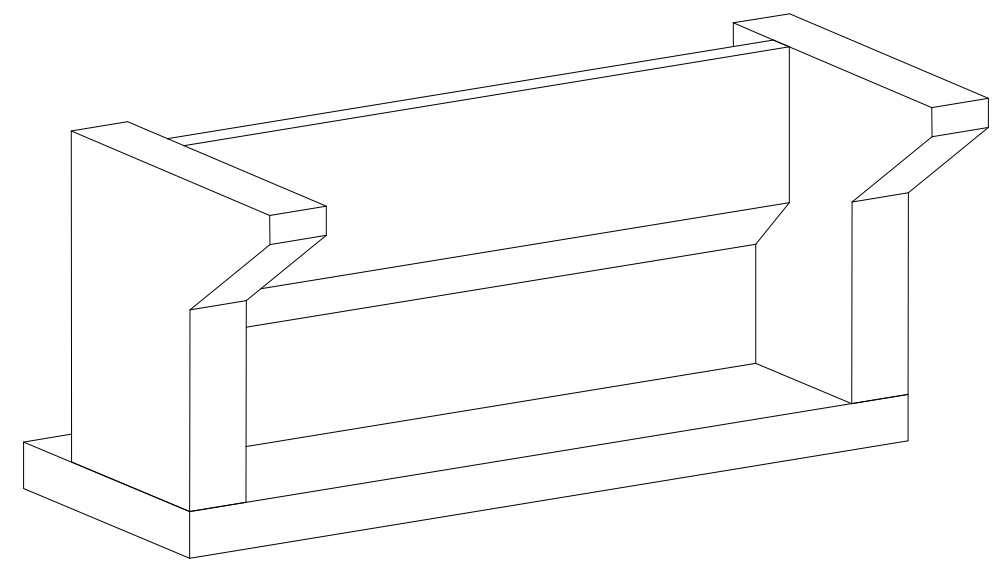
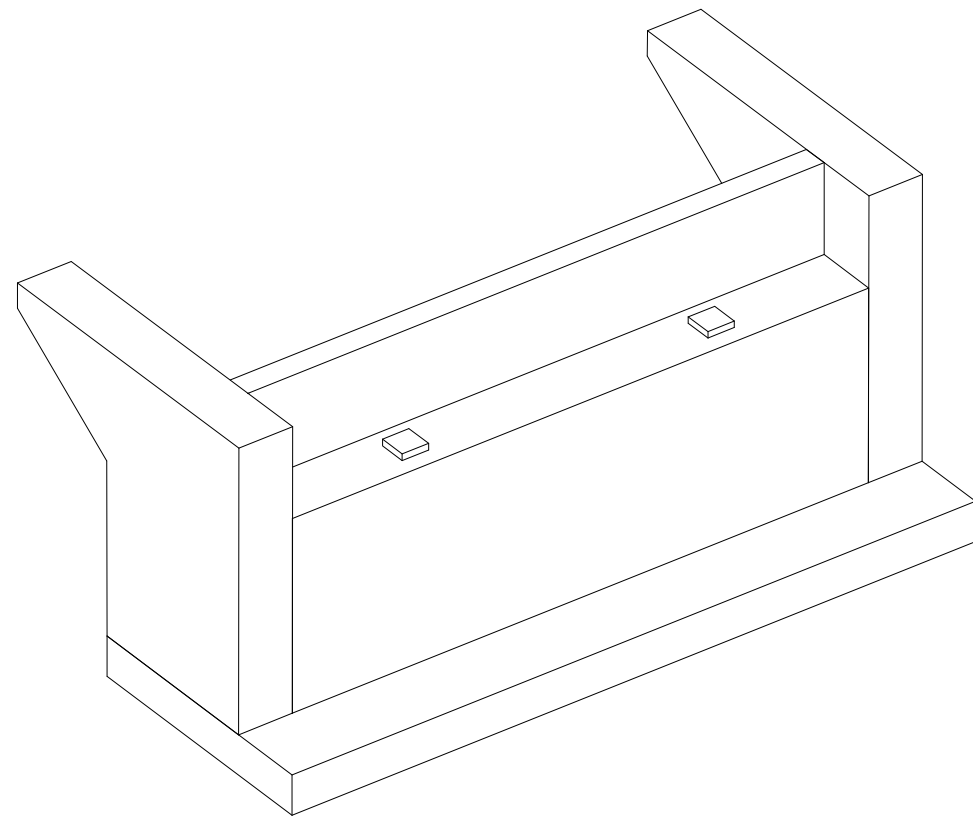
TÍTULO DEL PROYECTO  
ESTUDIOS PARA LA REDACCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO DE LA  
VARIANTE DE LA CARRETERA CV-35 A SU PASO POR EL MUNICIPIO DE  
CHELVA (PROVINCIA DE VALENCIA). ALTERNATIVA CENTRO

ESCALA:  
1:175

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIÓN FINAL.  
GEOMETRÍA Y ARMADO.

Nº DE PLANO  
4.1.3.4  
HOJA 4 DE 5

# Estribo 3D



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



AUTOR DEL PROYECTO  
ARTEAGA IBÁÑEZ, IGNACIO

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 CENTRO

ESCALA:  
1:125

TÍTULO DEL PLANO  
ESTUDIO DETALLADO DE SOLUCIÓN FINAL.  
GEOMETRÍA Y ARMADO

Nº DE PLANO  
4.1.3.4  
HOJA 5 DE 5



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

**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 CENTRO**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

**VALORACIÓN ECONÓMICA**

# **MEDICIONES Y PRESUPUESTOS PARCIALES**

ESTUDIOS 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



ALTERNATIVA CENTRO

**VALORACIÓN DE LAS OBRAS: CUADRO DE PRECIOS Y MEDICIONES**

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. Debajo de cada una de ellas aparece una breve descripción así como características particulares,

Se muestran las mediciones valoradas sobre la alternativa centro. Las unidades de cada unidad de obra vienen expresadas en la tabla.

Todos y cada uno de los precios unitarios y totales se expresan en €. El presupuesto de ejecución material viene indicado al final de la tabla.

Valoración económica						
Código	Naturaleza	Uds	Resumen	Cantidad	Precio unitario	Importe
<b>1</b>	<b>Capítulo</b>		<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS Y DEMOLICIONES</b>	<b>1</b>	<b>2241390,46</b>	<b>2241390,46</b>
P001	Partida	m <sup>2</sup>	Despeje y desbroce del terreno	9757,58	0,58	5659,4
			M2 Despeje y desbroce del terreno por medios mecánicos i/ desbroce, arranque, carga y transporte a vertedero o gestor autorizado hasta una distancia de 60 km retirada de tierra vegetal de cualquier espesor, incluso retirada de tocones, talado, retirada y limpieza de raíces, con carga, canon y transporte a vertedero o lugar de empleo.			
P002	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación tierra vegetal	24530,6	1,98	48570,59
			M3 Excavación de tierra vegetal i/ carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o acopio dentro de la obra, depósito de tierra vegetal en zona adecuada para su reutilización y acondicionamiento y mantenimiento de acopios, formación y mantenimiento de los caballeros y pago de los cánones de ocupación.			
P003	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación desmonte en todo tipo de terreno incluso en roca	102013,28	5,73	584536,09
			M3 Excavación en desmonte en todo tipo de terreno, incluso en roca con empleo de medios mecánicos, explosivos, i/ agotamiento y drenaje durante la ejecución, saneo de desprendimientos, formación y perfilado de cunetas, carga y transporte a vertedero hasta una distancia de 10 km o al lugar de reutilización dentro de la obra sea cual sea la distancia, perforación del terreno, colocación de explosivos y voladura y limpieza de fondo de excavación. Excepto precorte.			
P005	Partida	m <sup>3</sup>	Terraplen de suelo	103359,01	6,67	689404,6

			M3 Relleno de suelo seleccionado procedente de préstamo, yacimiento granular o cantera para la formación de explanada en coronación de terraplén y en el fondo de desmonte i/ canon de cantera, excavación del material, carga y transporte al lugar de empleo, hasta una distancia de 30 km, extendido, humectación, compactación, terminación y refinado de la superficie de la coronación.			
P006	Partida	m <sup>3</sup>	Rellenos de explanada	136301,46	6,7	913219,78
			M3 Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 15 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
			<b>1</b>	<b>1</b>	<b>2241390,46</b>	<b>2241390,46</b>
<b>2</b>	<b>Capítulo</b>		<b>FIRMES Y PAVIMENTOS</b>	<b>1</b>	<b>662749,13</b>	<b>662749,13</b>
P007	Partida	m <sup>3</sup>	Zahorra artificial	21.961,68	18,19	399.482,96
			M3 Zahorra artificial i/ transporte, extensión y compactación. Medido sobre perfil teórico			
P008	Partida	t	M.B.C tipo AC32 base G	2.866,64	26,47	75.879,96
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 base G (G-20 base) extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación.			
P009	Partida	t	M.B.C tipo AC32 bin S	230,55	26,44	6.095,74
			Tn Mezcla bituminosa en caliente tipo AC32 bin S (S-20 intermedia), extendida y compactada, excepto betún y polvo mineral de aportación.			
P010	Partida	t	M.B.C BBTM 8A	1.689,97	26,52	44.818,00
			Tn Mezcla bituminosa en caliente, de granulometría discontinua, en capas de rodadura delgadas, con betún B50/70, áridos con desgaste de Los Ángeles <20, fabricada y puesta en obra, extendido y compactación, incluido filler calizo de aportación y betún.			
P011	Partida	t	Betún asfáltico tipo B50/70	262,83	440,00	115.643,00
			Tn Betún asfáltico en mezclas bituminosas B 50/70			
P012	Partida	t	Polvo mineral	320,32	49,27	15.782,17
			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	5,20	369,70	1.922,44
			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	Riego de imprimación C60BF5-IMP	8,24	379,23	3.124,86
			Tn Emulsión C60BF5-IMP en riegos de imprimación i/ barrido y preparación de la superficie, totalmente terminado.			
			<b>2</b>	<b>1</b>	<b>662.749,13</b>	<b>662.749,13</b>



ALTERNATIVA CENTRO

3	Capítulo		OBRAS HIDRÁULICAS	1	108749,4	108749,4
P015	Partida	m <sup>2</sup>	Despeje y desbroce del terreno	5.100,00	0,70	3.570,00
			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 destocoado en caso necesario, incluso la carga y transporte de la tierra vegetal a vertedero.			
P016	Partida	m <sup>3</sup>	Excavación a cielo abierto	1.170,00	5,81	6.797,70
			Excavación a cielo abierto, en tierras, con medios mecánicos, incluso compactación del fondo de la excavación, carga, transporte de tierras procedentes de la excavación a vertedero y/o acopio en obra.			
P017	Partida	m <sup>3</sup>	Relleno, extendido y compactado de tierras,	2.116,00	6,60	13.965,60
			Relleno, extendido y compactado de tierras, por medios mecánicos, en tongadas de 16 cm de espesor, incluso aporte de las mismas.			
P018	Partida	m <sup>2</sup>	Geotextil tejido a base de polipropileno	5.100,00	4,76	24.276,00
			Geotextil tejido a base de polipropileno para filtro, con una resistencia a la tracción longitudinal y transversal de 55 kN/m, resistencia CBR a punzonamiento 5 kN			
P019	Partida	m <sup>3</sup>	Geomalla permanente con matriz plástica	3.880,00	9,02	34.997,60
			Geomalla permanente con matriz plástica, 100% propileno, con un peso de 687 gr/m <sup>2</sup> y una resistencia a la tensión tangencial de 672 Pa.			
P021	Partida	m <sup>3</sup>	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m	720,00	36,80	26.496,00
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.40 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
P022	Partida	m <sup>3</sup>	Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.30 m	167,00	32,60	5.444,20
			Escollera de piedras sueltas, de tamaño medio 0.30 m en protección local de pilas, completamente terminada, incluso el transporte.			
			<b>3</b>	1,00	108.749,40	108.749,40
<b>4</b>	<b>Capítulo</b>		<b>ESTRUCTURAS</b>	<b>1</b>	<b>1872817,02</b>	<b>1872817,02</b>
<b>4.1</b>	<b>Subcapítulo</b>		<b>Puente sobre el rincón del Calvo</b>	<b>1</b>	<b>922.866,01</b>	<b>922.866,01</b>
P023	Partida	m <sup>2</sup>	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	15,00	52	781
			Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25/I, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P025	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-30/B/20/IIB	1.348,28	67	90.335
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P026	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-35/B/20/Qb	1398,72	60	83.923

			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-35/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m <sup>3</sup>	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	226,05	57	12.885
			M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado. M3 Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	136.925,80	1	98.587
			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	10,00	2.120	21.200
			Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso mortero de nivelación, totalmente acabado.			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	361,00	250	90.250
			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			
P032	Partida	kg	Acero activo y-1860-7	37627	7	271.291
			Acero superestabilizado para pretensar tipo BY 1860 S7 de 1860 N/mm <sup>2</sup> de carga de rotura mínima, incluso p.p. de andamios, grúas, vainas, culatas, anclajes, inyecciones de protección, sellado de los cajetines de anclaje, así como todas las operaciones de tesado parciales y totales. Incluso anclajes y elementos auxiliares			
P033	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado madera	0	23	0
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P034	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado metálico	5265	48	253.615
			Encofrado metálico para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de metálico incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P035	Partida	m <sup>2</sup>	Encofrado trepante	0	52	0
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
			<b>4.1</b>	<b>1</b>	<b>922.866</b>	<b>922.866</b>





ALTERNATIVA CENTRO

4.2	Subcapítulo		Puente sobre el Barranco del Remedio	1		517.311,01
P023	Partida	m³	Hormigón de limpieza HL-150/P/25	239,87	52,06	12487,63
			Hormigón en masa para capa de regularización y limpieza, tipo HL-150/P/25/1, incluso fabricación, suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P024	Partida	m3	Hormigón armado tipo HP-35/B/20/Ila	711,75	72	51246
			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	355,68	67	23830,56
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-30/B/20/IIB, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P027	Partida	m³	Hormigón armado tipo HA-25/B/20/Qb	123,5	57	7039,5
			Hormigón para pretensar en estructuras, tipo HA-25/B/20/Qb, incluso fabricación suministro, vertido, nivelación, vibrado y curado.			
P028	Partida	kg	Acero corrugado B-500-S	142.759,50	1	142759,5
			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	5,00	750	3750
			Neopreno zunchado según anejo de estructuras para apoyo de vigas prefabricadas en subestructuras, incluso			
P030	Partida	ml	Pretil metálico	190,00	250	47500
			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	4830
			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	19575,28	7,21	141137,77
			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	0	22,58	0
			Encofrado de madera para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de madera incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			

P034	Partida	m2	Encofrado metálico	1717,46	48,17	82730,05
			Encofrado metálico para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante tablero de metálico incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
P035	Partida	m2	Encofrado trepante	0	52,21	0
			Encofrado trepante para elementos estructurales de paramentos vistos. Mediante trepador incluyendo soportes y apuntalamiento. Incluso desencofrado limpieza y almacenamiento.			
			<b>4.2</b>	<b>1</b>	<b>517311,01</b>	<b>517311,01</b>
<b>4.3</b>	<b>Subcapítulo</b>		<b>Tercer puente</b>	<b>1</b>		<b>432.640</b>
P040	Partida	m	Puente de hormigón pretensado	83,20	5200	432640
			Puente de hormigón pretensado, incluso hormigonado, armado y encofrado.			
			<b>4.3</b>	<b>1</b>	<b>432640</b>	<b>432640</b>
<b>5</b>	<b>Capítulo</b>		<b>ADECUACIÓN AMBIENTAL</b>	<b>1</b>	<b>194.179</b>	<b>194.179</b>
MC01	Partida	ud	Gavión de 1x1,50x2.	180	85,2	15336
			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	115	9200
			I. 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	164,5	11515
			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	226,69	31736,6
			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	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.			



ALTERNATIVA CENTRO

MC06	Partida	ud	Marco de hormigón armado para paso de fauna	12	476,6	5719,2
			Marcos De hormigón armado HA-35 con acero B-500 y machiembado 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	0,43	1892
			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	0,43	1419
			Constituido por soportes angultrés 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	0,43	172
			Jalonamiento temporal de protección formado por soportes angulares de 30 mm y 1m de longitud unidos entre sí mediante una cinta de señalización de obra y colocados cada 8 metros.			
MC10	Partida	ud	Señal zona de obras.	2	380,63	761,26
			Cartelería de aviso de zonas de obras.			
MC11	Partida	ud	Señal vía pecuaria.	2	171,6	343,2
			Señal vertical homologada de vía pecuaria			
MC12	Partida	ud	Análisis de la calidad de aguas.	12	160	1920
			Análisis de aguas concurrentes del rio Chelva lo largo de la duración de las obras.			
MC13	Partida	ud	Visita arqueológica de media jornada.	12	713	8556
			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	350	8750
			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	3,14	2355
			Módulo de especies arbustivas, según las especies establecidas en el propio Plan de Restauración			
PR2	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES ARBÓREAS	40	449,85	17994
			Módulo de especies coníferas arbóreas, las especies establecidas por el propio Plan de Restauración.			
PR3	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES CONÍFERAS	20	1748,02	34960,4
			Módulo de especies de coníferas, según establecidas por el propio Plan de restauración			
PR4	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES FRONDOSAS	75	440,24	33018

			Módulo de especies frondosas, según establecidas por el propio Plan de restauración.			
PR5	Partida	ud	MÓDULO DE ESPECIES GIPSÍCOLAS	38	207,88	7899,44
			Módulo de especies gipsícolas, según las especies establecidas por el propio Plan de restauración			
			5	1	194179,02	194179,02
<b>6</b>	<b>Capítulo</b>		<b>SEÑALIZACIÓN Y BALIZAMIENTO</b>	<b>1</b>	<b>54000</b>	<b>54000</b>
	Partida	u	Señalización horizontal	4,40	4000	17600
			Señalización horizontal por kilómetro lineal de carretera incluso transporte y colocación.			
	Partida	u	Señalización vertical	4,40	10000	44000
			Señalización vertical por kilómetro lineal de carretera incluso transporte y colocación.			
	Partida	u	Balizamiento y defensas	4,40	40000	176000
			Balizamiento y defensas por kilómetro lineal incluso transporte y colocación.			
			6	1	54000	54000
<b>7</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Drenaje</b>	<b>1</b>	<b>75000</b>	<b>75000</b>
UO-X	Partida	m3	m³ de hormigón HM-20/P/20/lib	75	1000	75000
			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	75000	75000
<b>8</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Seguridad y Salud</b>	<b>1</b>	<b>171694,939</b>	<b>171694,939</b>
PA01	Partida	ud	P.A a justificar para seguridad y salud	1,00	171.694,94	171.694,94
			u Partida alzada a justificar para presupuesto de seguridad y salud (estimado 2.5% actuación)			
<b>9</b>	<b>Capítulo</b>		<b>Gestión de residuos.</b>	<b>1</b>	<b>171694,939</b>	<b>171694,939</b>
PA02	Partida	ud	P.A a justificar para gestión residuos	1,00	171.694,94	171.694,94
			CHELVA_SUR_01	TOTAL	<b>5.552.274,91</b>	<b>5.552.274,91</b>